

Proyecto Fin de Carrera

Título del proyecto:

Simulación hidráulica esquematizada de los canales principales de la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón mediante el programa informático HEC-RAS

Autor:

Álvaro Marco Cazcarra

Director:

César González Cebollada

Escuela Politécnica Superior de Huesca
2014

Índice

0.- Resumen	2
1.- Introducción	4
1.1- Presentación del proyecto.....	4
1.2- La simulación hidráulica unidimensional de flujos en lámina libre.....	5
1.3- El programa informático HEC-RAS.	6
1.3.1 Modelo de cálculo para régimen estacionario	6
1.3.2 Modelo de cálculo para régimen transitorio	15
1.4- La Comunidad General de Riegos del Alto Aragón.	19
2.- Metodología	26
2.1 Recopilación de la información	26
2.2 Implementación en el programa HEC-RAS.	27
2.2.1 Nomenclatura de los canales	28
2.2.2 Características de los canales implementados	29
2.2.2.1 Canal de Monegros	30
2.2.2.2 Acequia de la Violada.....	41
2.2.2.3 Acequia ‘Q’	43
2.2.2.4 Canal del Flúmen.....	45
2.2.2.5 Canal de Sástago.....	49
2.2.2.6 Canal del Cinca.....	51
2.2.2.7 Canal de El grado 2	60
2.2.2.8 Acequia de Selgua	60
2.2.2.9 Canal de Terreu	62
2.2.2.10 Canal de Pertusa	64
2.2.3 Ubicación geográfica de los canales.....	67
3.- Simulaciones hidráulicas realizadas y resultados.....	70
3.1 Simulación de escenarios rutinarios.	70
3.1.1 Capacidad de transporte de los canales	71
3.1.2 Retardo y atenuación de un aumento del suministro en servicio	95
3.1.2.1 Condiciones de servicio iniciales	98
3.1.2.2 Condiciones durante la simulación.....	99
3.1.3 Retardo de un aumento del suministro en función del embalse ‘origen’ ..	118
3.1.3.1 Tiempo de viaje y tiempo de tránsito	125
3.2 Simulación de un escenario excepcional	130
4.- Discusión.....	134
5.- Conclusiones	136
6.- Agradecimientos.....	137
7.- Bibliografía	138

0.- Resumen

En este proyecto se pretende realizar un análisis hidráulico de forma simplificada del sistema formado por los canales principales de la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón, ubicada en la zona central del valle del río Ebro. La herramienta empleada será el programa informático HEC-RAS.

Este análisis consistirá en una implementación de las características geométricas y topográficas de los canales y de varias simulaciones hidráulicas en estado estacionario y estado transitorio, partiendo de los fundamentos de la hidráulica unidimensional del flujo en lámina libre.

La información geométrica y topográfica de dichos canales ha sido facilitada por la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón y por la Confederación Hidrográfica del Ebro. Se estudia su capacidad de transporte así como los tiempos de tránsito del suministro desde las diversas cabeceras del sistema. Además, se simula hidráulicamente una hipotética rotura del Acueducto de Tardienta, estudiando la cantidad de agua que se vierte en la rotura en función del tiempo de reacción en el cierre de compuertas.

Los pasos a seguir en este proyecto, de forma resumida, son los siguientes:

- En primer lugar se describirá el proceso de cálculo para flujo unidimensional en canal abierto que realiza HEC-RAS.
- A continuación se definirá de forma breve la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón, y su sistema de canales principales.
- Se describirá la forma de implementación de la información geométrica de los canales estudiados, seguido de una caracterización de dichos canales.
- Posteriormente se realizará el estudio de la capacidad de transporte de dichos canales, considerando una situación estacionaria, así como una posible simulación rutinaria y otra simulación excepcional, ambas en estado transitorio.
- Por último se procede a una discusión de los resultados y las conclusiones obtenidas.

En primer lugar, el estudio de la capacidad de transporte determina, según la información geométrica disponible, los valores máximos de caudal a transportar en régimen de servicio, así como los tramos de cada canal que ofrecen menor capacidad de transporte y por tanto suponen un “cuello de botella” para las situaciones de mayor requerimiento de agua. Se puede estimar de este modo qué puntos de un canal requieren una remodelación para asegurar la funcionalidad de los canales.

Se ha cuantificado el retardo de un aumento de caudal en la cabecera de los embalses para llegar a los puntos de abastecimiento. De este modo se conoce con cuánta previsión se debe realizar dicho aumento del abastecimiento para que este aumento llegue a tiempo a su destino. Se puede apreciar en el estudio la disminución del retardo para una situación en que el embalse de Almudévar, todavía en construcción, abastece el final del canal de Monegros.

Del mismo modo se determina la atenuación, o disminución del valor máximo de caudal, que sufre este aumento de caudal durante su trayecto, siendo mayor cuanto más larga sea la distancia de canal hasta el punto de abastecimiento.

Por último se han determinado el volumen de agua que se perdería en una supuesta rotura del acueducto de Tardienta, por donde pasa el canal de Monegros. Se han considerado diferentes tiempo de reacción en el corte del suministro para esta simulación. Para todas estas situaciones se han realizado varias animaciones tridimensionales que ilustran los escenarios estudiados en estado transitorio.

Los resultados que se ofrecen no pretenden ser representativos ni determinantes, pues no se ha realizado un estudio exhaustivo de la geometría y las características de los canales. Tampoco se han considerado estructuras transversales o laterales de los canales, ya que se trata de una caracterización esquematizada.

En definitiva este proyecto es una muestra de las posibles aplicaciones prácticas que tiene el programa informático HEC-RAS, a nivel del manejo y transporte de agua en canales, partiendo de información suficiente, por ejemplo para la cuantificación temporal y volumétrica de los abastecimientos de agua mediante canales.

1.- Introducción

El objeto de este proyecto es el de realizar una simulación hidráulica aproximada mediante el programa informático HEC-RAS, de los canales principales de la Comunidad General de Regantes del Alto Aragón. Sobre ésta simulación, consistente en una caracterización geométrica de dichos canales, se estudiarán varias situaciones hidráulicas.

La información geométrica y parte de la información de datos hidráulicos empleados han sido aportados por la Comunidad General de Regantes del Alto Aragón y por la Confederación Hidrográfica del Ebro. Se parte de ésta información que incluye secciones, pendientes medias, y longitudes, pero de forma no muy detallada. Por ello, y para poder llevar a cabo la implementación de datos se supondrán valores medios para grandes tramos de canal.

1.1- Presentación del proyecto.

Los canales principales de Riegos Alto Aragón comprenden la unión de dos grandes canales de transporte, que son el canal del Cinca y el Canal de Monegros mediante el abrazo de Tardienta, y un total de ocho canales y acequias de distribución principales que se bifurcan de éstos con el fin de transportar agua para riego a más de 125.000 hectáreas, repartidas entre la provincia de Huesca y la de Zaragoza.

Las acequias y canales secundarios no son objeto de estudio en este proyecto. No obstante, al poder introducir en el programa “salidas laterales” a modo de tomas de agua en estos canales, se podrían considerar y estudiar situaciones que se aproximen más a situaciones reales, en ese aspecto.

Ante todo cabe remarcar que la correspondencia con la realidad de un estudio hidráulico de este tipo será mayor o más aproximada cuanto más se asemejen los datos introducidos y más adecuadas sean las adaptaciones a este modelo de cálculo y su calibración a partir de información hidráulica experimental. Al tratarse de un sistema de canales estudiados con más de 450 km de longitud, con muchos cambios de sección, y partiendo de que la información, los medios, y el tiempo de que se dispone son limitados para un proyecto de este tipo, ésta correspondencia con la realidad será también limitada.

No obstante, este proyecto sirve para el aprendizaje y el uso de una potente herramienta de cálculo como es HEC-RAS. Para un estudio de un tramo concreto de un canal, disponiendo de los recursos adecuados, realizando medidas *in situ* y ensayando para asegurar la correspondencia y aproximación con la realidad, éste programa de cálculo puede ser realmente útil, sobre todo para estudiar modificaciones constructivas de dicho tramo, asegurando así un comportamiento hidráulico deseado antes de construir o modificar un canal.

1.2- La simulación hidráulica unidimensional de flujos en lámina libre

Para modelizar el flujo del agua en canales abiertos es necesario resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Éstas modelan la variación del caudal y del calado a lo largo de una superficie por donde transcurre el agua. Cuando el movimiento del flujo en canales presenta un marcado carácter unidimensional, se pueden obtener las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión.

Principalmente se trata de resolver las ecuaciones que definen el Principio de conservación de la masa y el Principio de conservación de la cantidad de movimiento en una dimensión, las cuales conducen a las siguientes ecuaciones en derivadas parciales:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial A}{\partial x} = 0$$

Ecuación de conservación de la masa

$$V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

Siendo: 'x' posición horizontal, 'y' el calado, 'Q' el caudal, 'V' la velocidad media longitudinal, 'A' el área de la sección transversal y 't' el tiempo. A esta ecuación le falta el término de fricción.

Dichas ecuaciones representan correctamente el movimiento transitorio en lámina libre en este tipo de cauces. Como se puede comprobar se trata de derivadas parciales con respecto a la posición y con respecto al tiempo. En función de si se trata de estado estacionario o transitorio, el término dependiente del tiempo quedará eliminado o no.

Para intentar resolver estas ecuaciones unidimensionales, se han utilizado diferentes esquemas de cálculo, algunos de los cuales usan las ecuaciones completas y otros realizan simplificaciones en las cuales se desprecian los términos con menor contribución. En concreto el programa HEC-RAS realiza los cálculos mediante *el método de las diferencias finitas*.

1.3- El programa informático HEC-RAS.

El Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (H.E.C.-R.A.S.) es un modelo unidimensional que permite ejecutar análisis hidráulicos del flujo de agua en lámina libre en régimen estacionario y transitorio. En adelante se especifica las diferencias en cuanto al cálculo que realiza el programa, según si se trata de un estado estacionario o transitorio.

1.3.1 Modelo de cálculo para régimen estacionario

Para el análisis hidráulico en régimen estacionario, también llamado permanente, HEC-RAS es capaz de realizar cálculos de los perfiles de la superficie del agua en régimen subcrítico, supercrítico y mixto. Se calculan los perfiles de la lámina de agua de sección en sección resolviendo las ecuaciones pertinentes por medio de un procedimiento iterativo, por defecto hasta 20 iteraciones por sección.

Los conceptos que definen el funcionamiento del programa son los siguientes: ecuaciones para cálculos básicos de sección, subdivisiones o interpolaciones de las secciones para los cálculos de transporte, composición de las 'n' de Manning del canal principal, coeficiente *alpha* de velocidad media, pérdida energética por fricción, pérdidas por contracción o expansión, procedimiento computacional, determinación del calado crítico, aplicación de las ecuaciones del *Momentum*, y limitaciones del modelo de cálculo de flujo.

Los perfiles de agua son calculados de uno en uno por el programa, el cual aplica la siguiente ecuación energía:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Siendo 'Z₁' y 'Z₂' la elevación mínima de cada sección, 'Y₁' e 'Y₂' los calados de cada sección, 'V₁' y 'V₂' la velocidad media de cada sección, 'a₁' y 'a₂' los coeficientes para la velocidad ponderada de cada sección, 'g' la gravedad y 'h_e' la pérdida de carga entre ambas secciones.

El siguiente esquema detalla la altura de energía que supone cada término de la ecuación:

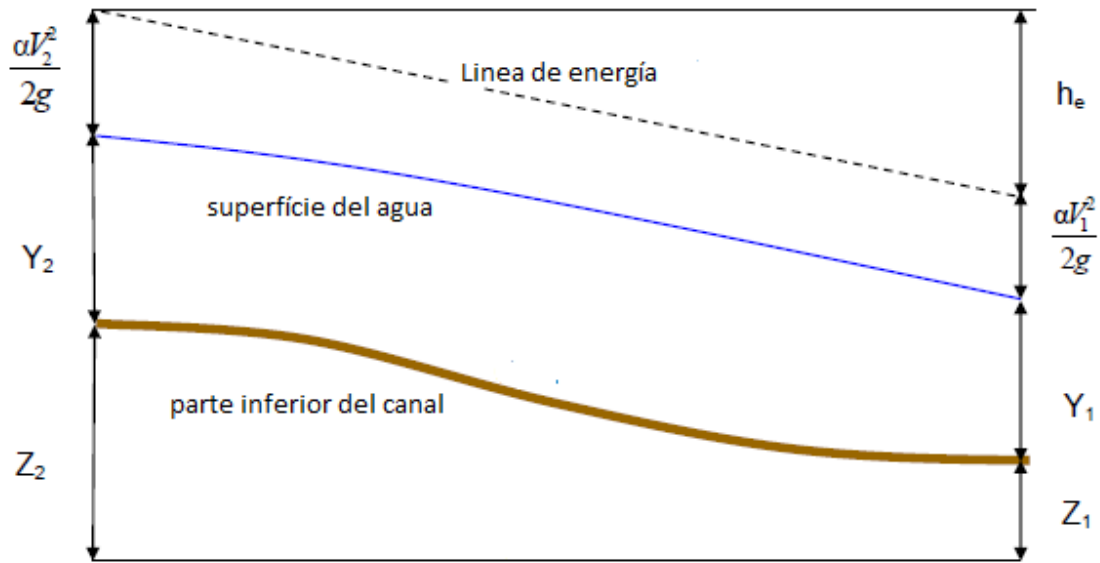


Figura nº 1. Esquema de la altura de energía en un tramo de canal.

La pérdida de carga entre secciones (h_e) se compone de la pérdida de energía debida a la contracción y la pérdida de energía por expansión, y se expresa como:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Siendo ' L ' la longitud del tramo donde hay una contracción o una expansión, ' S_f ' la pendiente de fricción entre las dos secciones adyacentes, y ' C ' el coeficiente de contracción o expansión.

Del mismo modo, esta distancia ' L ' se calcula mediante la fórmula:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

Se trata de una media ponderada de las longitudes externas e internas y principales de cada tramo de canal, con respecto al flujo medio asignado a cada parte de la sección, pues debido a las curvas o sinuosidad del trazado puede darse una situación en que un cálculo lineal fuera erróneo, en cuanto a pérdidas por contracción/expansión.

1.3.1.1 La subdivisión de las secciones transversales para los cálculos de transporte

La determinación del transporte total y del coeficiente de velocidad para una sección transversal requiere que el flujo sea dividido en unidades en las cuales la velocidad sea aceptablemente uniforme. La aproximación que realiza HEC-RAS es la de dividir la sección en *cauce principal* y *cauces secundarios* ('*overbank*' izquierdo y derecho), unidades en las cuales la 'n' de Manning es diferente.

El cálculo del transporte se realiza mediante la ecuación de Manning (basada en unidades inglesas):

$$Q = KS_f^{1/2}$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3}$$

Siendo 'K' la función *transporte*, que aglomera varios términos, 'n' el coeficiente de rugosidad de Manning, 'A' el área de una unidad de la sección (principal o secundario), y 'R' el radio hidráulico de la sección llena. (Área/perímetro mojado).

El programa calcula todos los incrementos de la función *transporte* en cada unidad de sección. La correspondiente al cauce principal se computa normalmente como un elemento aparte. Luego se suma con las otras partes inundables izquierda y derecha.

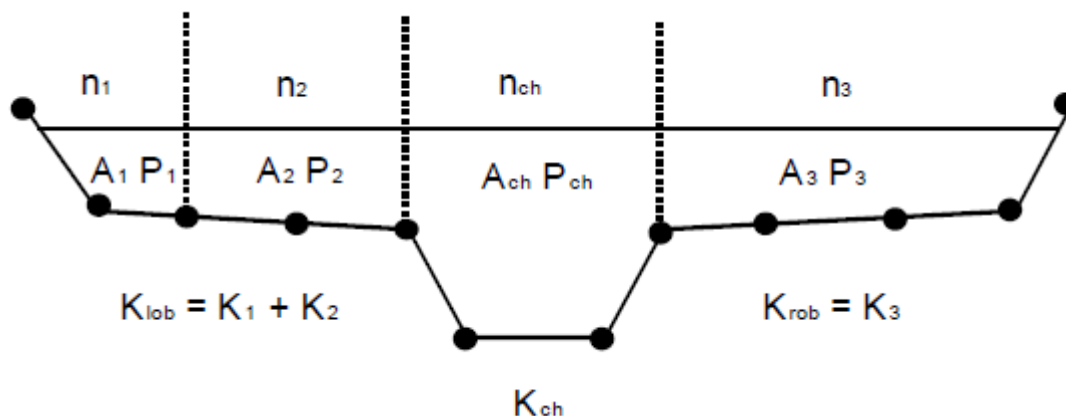


Figura nº 2. Subdivisión de la función de transporte 'K' en las diferentes partes de la sección.

Una alternativa de cálculo posible en HEC-RAS es la de calcular la función de transporte entre cada coordenada de los puntos que definen una sección. Del mismo modo se suman las 'K' izquierda y derecha:

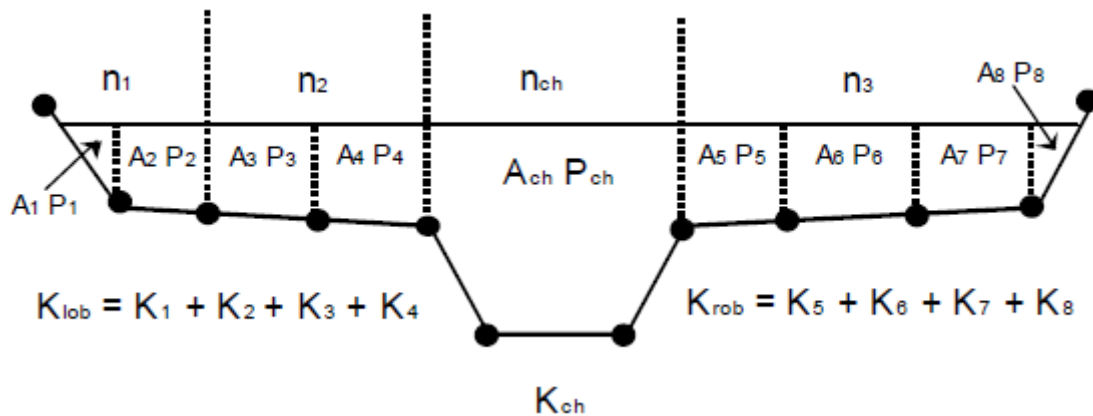


Figura nº 3. Ejemplo gráfico de ésta alternativa de cálculo.

Los dos métodos de cálculo producen resultados diferentes. HEC-RAS opta por la opción que con un mismo valor de calado obtenido tiene un valor menor de la función transporte. Ninguno de los dos métodos es más preciso que el otro. Tan solo presentan diferencias.

1.3.1.2 Composición de la 'n' de Manning en el canal principal

El flujo en el canal principal no está subdividido, excepto cuando el coeficiente de rugosidad se cambia entre el área del canal. HEC-RAS comprueba la aplicabilidad de las subdivisiones de la rugosidad entre una porción del canal principal y si no es aplicable el programa computa un solo valor de la 'n' de Manning.

HEC-RAS determina, según si la pendiente lateral del canal principal es mayor que 1:5 y el canal tiene más de una 'n' de Manning (en caso de tener llanura de inundación), entonces se computará un valor de 'n' compuesto.

La pendiente lateral se define como la distancia horizontal entre valores de 'n' adyacentes dentro del canal principal sobre la diferencia en elevación de las dos secciones transversales entre las que se encuentra el tramo.

Para la determinación de ésta 'n' compuesta (n_c) HEC-RAS emplea la siguiente fórmula:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3}$$

Donde ' n_c ' es la ' n ' de Manning compuesta, ' P ' el perímetro mojado de todo el canal principal, ' P_i ' el perímetro mojado de una unidad o subdivisión de éste canal, y ' n_i ' el coeficiente de rugosidad para cada subdivisión.

La ' n_c ' compuesta debe ser comprobada de forma razonable. Éste valor aparece en la salida de datos después de computar una simulación. En las simulaciones hidráulicas que se realizarán no se diferenciarán valores diferentes de ' n ' de Manning para una misma sección, por tanto este apartado es de menor importancia.

1.3.1.3 Evaluación de las pérdidas por fricción

Las pérdidas por fricción se evalúan como el producto de la variable S_f y la longitud L de cada tramo. Siendo Q el caudal y K un coeficiente que depende de la rugosidad.

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

Aunque también puede calcularse con cualquiera de estas cuatro expresiones:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} \times S_{f2}}$$

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} \times S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}}$$

El programa por defecto calcula con la primera de estas cuatro ecuaciones.

1.3.1.4 Procedimiento computacional

El calado de la superficie de agua se calcula mediante un proceso iterativo que se describe a continuación. Se emplean, la ecuación de la energía;

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Ecuación 1

Y la ecuación de pérdida de energía por cambios en la sección:

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Ecuación 2

Procedimiento, pasos que sigue HEC-RAS al calcular:

- 1.- Asumir un calado para aguas arriba, según las condiciones de frontera introducidas (o aguas abajo si se trata de régimen crítico).
- 2.- Basándose en éste calado, determinar el correspondiente valor para 'K' (función transporte) y la altura de velocidad (*velocity head*).
- 3.- Con estos valores se computa S_f y se resuelve la ecuación 2.
- 4.- Con el valor de h_e obtenido se resuelve la ecuación 1, obteniendo un valor para el calado en la sección calculada (z_2').
- 5.- Repetir del paso 1 al paso 5 hasta que el valor z_2 converja, cumpliendo una tolerancia de 0,003 metros (3 milímetros).

El programa realiza por defecto 20 iteraciones. En caso de no converger el programa da un aviso en el panel de aviso e indica error cometido después de la 20ª iteración. En tal caso el programa calcula el calado crítico (correspondiente a la mínima energía específica). Entonces comprueba si el error asociado con el error mínimo de calado está dentro de una tolerancia concreta (0,1 metros). Si el mínimo error de calado es menor que la tolerancia y el calado está por encima/debajo (según subcrítico /supercrítico) del calado crítico, entonces el programa usa el calado calculado como respuesta, pero da el aviso correspondiente en la ventana de errores.

No obstante se puede aumentar el número de iteraciones realizadas.

1.3.1.4.1 Determinación del calado crítico.

Este cálculo se realiza, entre otras situaciones, cuando el cálculo del calado para un punto no converge al llegar al número de iteraciones máximas (20 por defecto).

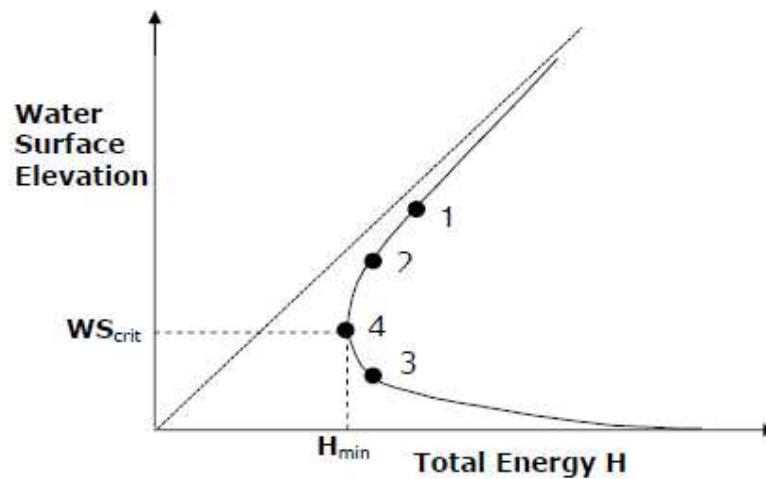


Figura nº 4. El punto 4 indica el calado crítico, para mínima energía específica

HEC-RAS emplea dos métodos diferentes para el cálculo del calado crítico:

- Método parabólico.
- Método de la secante.

Obviamente se trata de partir de que el número de Froude es igual a 1. Este coeficiente es un número adimensional que relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas gravitatorias, que en canales abiertos se expresa del siguiente modo:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Siendo 'v' la velocidad media del fluido, 'g' la gravedad e 'y' el calado equivalente.

1.3.1.4.2 Aplicaciones de la ecuación del Momentum

Cuando el calado en una sección sobrepasa el calado crítico, la ecuación de la energía no se considera aplicable. La ecuación de la energía solo es aplicable con flujos gradualmente variados, transiciones de subcrítico a supercrítico, y de supercrítico a subcrítico solo con una situación de variación rápida.

Hay varias situaciones en las que la transición de subcrítico a supercrítico y viceversa, donde hay resaltos hidráulicos. Por ejemplo con cambios en la pendiente, unión de varios canales o estructuras transversales, como puentes, vertederos, etc... En muchas de estas situaciones lo más adecuado es aplicar la ecuación del *Momentum*.

Esta ecuación procede de la segunda ley de Newton:

$$\sum F_x = m a$$

Aplicando esta ecuación a un volumen de agua, tras cierto desarrollo se obtiene:

$$\frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \bar{S}_f = \frac{Q_1^2 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

Ecuación del Momentum empleada por HEC-RAS

Siendo Q los caudales, A las áreas, S_0 pendiente del canal, L distancia entre secciones, Y Calado medido desde la superficie del agua al centroide de la sección correspondiente.

1.3.1.5 Limitaciones del cálculo en estado estacionario

Estas son las suposiciones de las que se parte para realizar dicho cálculo:

- El flujo ha de ser gradualmente variado, salvo en estructuras transversales como puentes, aliviaderos y vertederos. En estos elementos donde el flujo varía rápidamente el programa emplea la ecuación del Momentum (apartado anterior).
- El flujo es unidimensional.
- El canal debe tener baja pendiente, menor al 10%.

El flujo se considera estacionario porque los términos temporales no se incluyen en las ecuaciones empleadas.

1.3.2 Modelo de cálculo para régimen transitorio

Las leyes físicas que gobiernan el flujo de agua en lámina libre son: El principio de continuidad de conservación de la masa y el principio de conservación de la cantidad de movimiento. Estas leyes se expresan en forma de derivadas parciales.

Sin llegar a detallar demasiado explicaré de qué manera opera HEC-RAS en la resolución de situaciones con flujo transitorio.

Para el cálculo del perfil de la lámina de agua en régimen variable o transitorio, HEC-RAS resuelve la *ecuación del Momentum*, equivalente a las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión. Éstas consisten en un sistema en derivadas parciales formado por la ecuación de continuidad y la de conservación de la cantidad de movimiento. Se expresan a continuación:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$$

Ecuación (1) de conservación de la masa

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

Ecuación (2) de conservación de la cantidad de movimiento

Siendo: 'x' posición horizontal, 'Q' el caudal, 'V' la velocidad media longitudinal, 'q_l' el flujo lateral, 'A' el área de la sección transversal, 'z' la cota geométrica de solera, 'S_f' la pendiente de fricción y 't' el tiempo.

Para la solución de las ecuaciones HEC-RAS utiliza el método de las diferencias finitas, que es un método para calcular de manera aproximada soluciones para ecuaciones diferenciales, como las de Saint Venant en una dimensión.

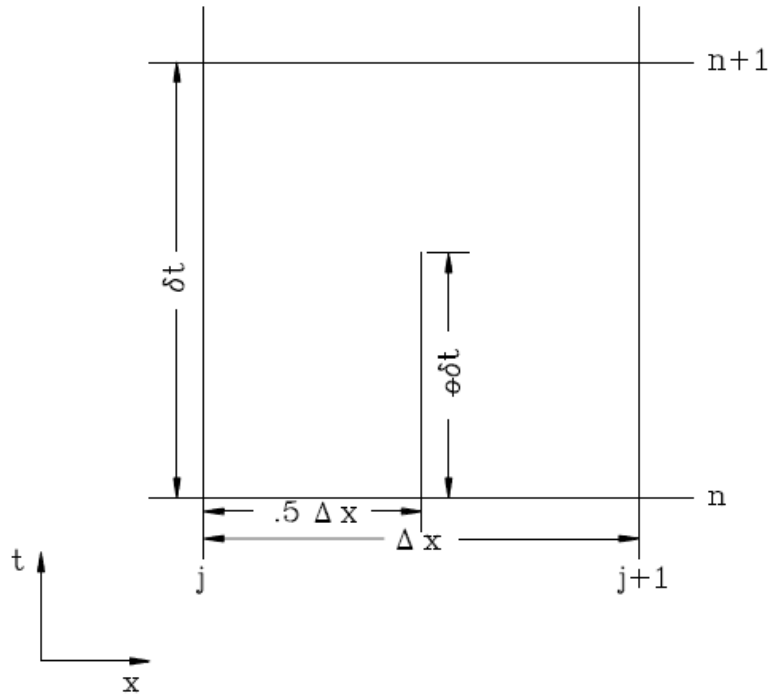


Figura nº 5. Celda de diferencias finitas

A la ecuación de conservación de cantidad de movimiento es necesario añadirle el término S_h debido a las fuerzas adicionales que produce una contracción. Siendo:

$$S_h = \frac{dh_l}{dx}$$

Y quedando la ecuación del *Momentum* cómo:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0$$

Posteriormente, tras combinar los dos primeros sumandos, añadir un coeficiente de corrección (β) al segundo término, y aplicar el método de los elementos finitos (que aproxima derivadas parciales a incrementos), la fórmula anterior queda del siguiente modo:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = 0$$

En las uniones entre canales, ésta expresión es insuficiente para definir el momento producido en la unión. Por ello se añade en este caso un término M_1 que se define como:

$$\xi \frac{Q_1 V_1}{\Delta x_e}$$

Siendo Q_1 el caudal entrante, V_1 su velocidad media entrante, y ξ la fracción del momento entrante recibido en la unión.

De este modo la ecuación del Momentum queda tal que así:

$$\frac{\Delta(Q_e \Delta x_e + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + gA \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \xi \frac{Q_1 V_1}{\Delta x_e}$$

Y esta última es la ecuación que emplea HEC-RAS para calcular punto a punto los valores de calado y caudal de un régimen transitorio.

1.3.2.1 Condiciones de frontera.

Las condiciones de frontera o *Boundary Conditions* son un requisito necesario a introducir en el programa para que pueda comenzar a calcular la simulación hidráulica.

Éstas son las condiciones de calado y caudal en la cabecera o en el final del canal para el momento inicial. Posteriormente, y aplicando la aproximación numérica de la ecuación del momentum, y la ecuación de la conservación de la masa antes expresados, HEC-RAS es capaz de calcular, para cada instante (t) y punto del recorrido del canal (x), un valor tanto para el calado como para el caudal instantáneo.

En caso de tratarse de un régimen subcrítico las condiciones de frontera a proporcionar son aguas abajo, al final de cada tramo de canal. En cambio, en situación de régimen supercrítico las condiciones necesarias a implementar son las de aguas arriba, o en la cabecera de cada tramo de canal.

1.3.2.1.1 Condiciones de frontera aguas abajo.

Estas condiciones se pueden aportar de los siguientes modos:

- Como relación de calado durante el tiempo (*Stage hydrograph*)
- Como relación del caudal durante el tiempo (*Flow hydrograph*)
- Como calado normal (*Normal depth*). Requiere aportar la pendiente de fricción.
- Como curva de gasto. (*Single-valued rating curved*).

Normalmente se emplean la primera o la segunda opción.

1.3.2.2 Procedimiento computacional

HEC-RAS encuentra los valores de caudal y calado para cada punto y cada instante se obtiene, como se ha explicado anteriormente, aplicando el método de diferencias finitas a ecuaciones equivalentes a las de Saint Venant unidimensionales.

El cálculo se inicia con las condiciones de calado y caudal en la cabecera y en el final del canal para el momento inicial. Posteriormente, y aplicando la aproximación numérica de la ecuación del *Momentum*, y la ecuación de la conservación de la masa antes expresados, HEC-RAS es capaz de calcular, para cada instante (t) y punto del recorrido del canal (x), un valor tanto para el calado como para el caudal instantáneo.

El siguiente esquema muestra en el eje horizontal y en el eje vertical estas diferencias finitas entre un punto y otro.

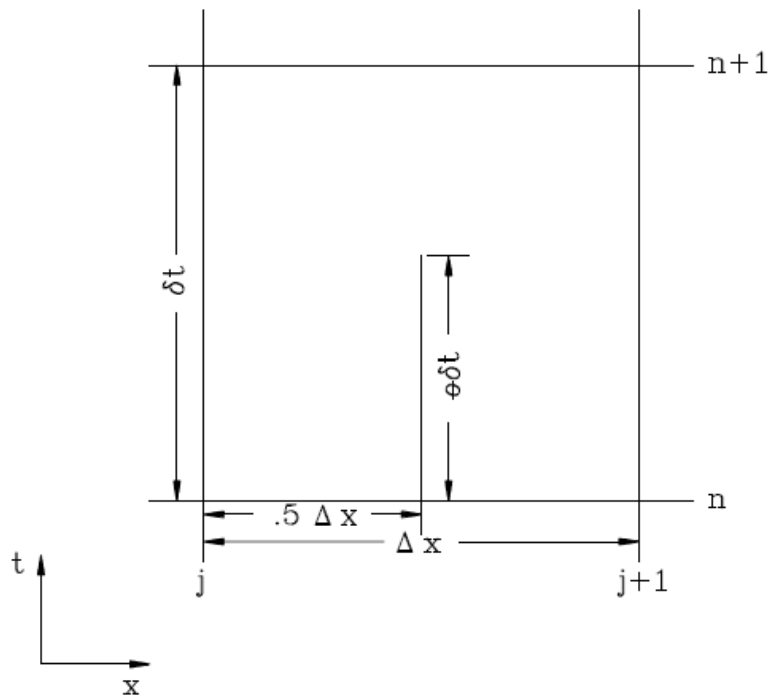


Figura nº 6. Esquema para el cálculo mediante diferencias finitas.

El eje vertical muestra el tiempo, ('t') y el eje horizontal muestra el valor 'j', que puede referirse al calado y al caudal. Los valores ϕ y δ expresan la relación entre incrementos de tiempo e incrementos de distancia entre secciones transversales (no es relevante).

Existen dos matrices como esa para $n \times m$ siendo n el número de secciones transversales en que se divide un canal, y m el número de instantes temporales en que se divide una simulación.

Este número m de instantes temporales equivale al tiempo total de dicha simulación, dividido del intervalo computacional (*computational interval*), que es el intervalo de tiempo que hay entre un cálculo de un parámetro en un instante (caudal o calado) y el cálculo de este parámetro en el siguiente instante.

El cálculo del valor de estas matrices se inicia en los extremos inicial y final de cada tramo de canal, que es de donde se dispone datos, ofrecidos en las condiciones de frontera. Del mismo modo se dispone de los valores iniciales para varios puntos, introducidos como *Initial conditions*. Estos últimos son solicitados por el programa en la pestaña de condiciones de flujo transitorio, según el programa los requiera para el cálculo.

En régimen transitorio, en algunas ocasiones, cuando la salida de datos da resultados incoherentes, como cambios bruscos de calado en puntos próximos. Este error a veces se puede solucionar disminuyendo el intervalo computacional.

1.4- La Comunidad General de Riegos del Alto Aragón.

La Comunidad General de Riegos del Alto Aragón es una corporación de derecho público, la cual engloba un total de cincuenta y ocho comunidades de regantes ordinarias. Supone la mayor zona regable de la unión Europea. En adelante se describen sus características.

1.4.1 Introducción

Esta comunidad de regantes Aragón se define según su programa, de dos modos: Como un proyecto de transformación de un amplio territorio y como un sistema hidráulico que abastece una gran unidad de explotación.

La primera de estas definiciones, un *proyecto de transformación territorial* se contempla desde un punto de vista económico y el punto de vista social. Son más de 125.000 las hectáreas regadas a partir del agua extraída de estas cuencas y unas 765 las explotaciones ganaderas las abastecidas. También se abastecen 114 núcleos de población, repartidas entre la provincia de Huesca y la de Zaragoza, y unas 25.000 las

familias que dependen económicamente del regadío. Por tanto se puede considerar que tiene una gran importancia esta comunidad general, y del mismo modo también la tiene su gestión del agua.

La segunda definición, un *sistema hidráulico* que abastece una gran unidad de explotación se basa en la red de canales de la que se compone. Para tal abastecimiento se aprovecha el agua de la Intercuenca Gállego – Cinca, la cual incluye los afluentes Alcanadre, Flumen, Guatizalema, Vero y Sotón.

1.4.2 Nacimiento de Riegos del Alto Aragón

Esta comunidad de Regantes tiene su punto de origen con una Ley del 7 de enero de 1915, conocida como la Ley del 15. Esta ley responde a la necesidad de generar áreas de regadío en la provincia de Huesca, para regularizar las producciones agrícolas, ya que la climatología es muy variable en esta región, y para aprovechar los caudales de agua existentes en los cauces de la provincia, que son considerables y fácilmente aprovechables por el hombre.

Dicha ley presenta en su primer artículo:” Se autoriza al Gobierno para la ejecución de obras con aguas de los ríos Gállego, Cinca, Sotón, Astón y Guatizalema, en toda la extensión necesaria para regar las zonas del Sobrarbe, Somontano y Monegros”. Por tanto se permite desde entonces realizar obras para la regulación de los caudales de los ríos citados, de forma aprovechable para regadío u otros usos.

Inicialmente se barajaba la cifra de transformar, a largo plazo, hasta 300.000 hectáreas, la cual se rebajó a 175.000, y posteriormente se ha pasado a hablar de caudales disponibles en vez de superficie a transformar.

Dicha transformación se fijó inicialmente en 25 años. No obstante no se cumplieron tales plazos tan optimistas, pues hoy en día todavía se está realizando esta transformación.

Para coordinar tal transformación inicialmente se fundó el Sindicato Central de los Riegos del Alto Aragón. Se impuso entonces la obligatoriedad del riego y se realizó la expropiación de los terrenos necesarios para la ejecución de la obras.

Hoy en día la Comunidad General de Regantes del Alto Aragón se encuentra dentro del marco legal de la Ley de Aguas, la cual marca las obras hidráulicas que se deben realizar dentro de la extensión de esta comunidad de regantes.

1.4.3 Características de Riegos del Alto Aragón

Esta red de canales dispone de un total de seis embalses de cabecera con una capacidad total de 930 Hm³, 223 km de canales de transporte, 2.000 km de canales de distribución, y 3.000 km de desagües o barrancos principales. Prácticamente todos estos canales están revestidos de hormigón.

Los cultivos que se practica en esta amplia intercuenca han sido mayoritariamente los cultivos extensivos. Éstos han evolucionado desde un patrón inicial de cereales de invierno a otro en el que los cultivos de verano, como el maíz, con mayores necesidades hídricas han ganado importancia y dominancia.

Aquí se muestra un pequeño esquema de la red de canales dispuestos en la intercuenca Gállego - Cinca, con la ubicación de los embalses que componen esta red hidráulica y las centrales hidroeléctricas más importantes:

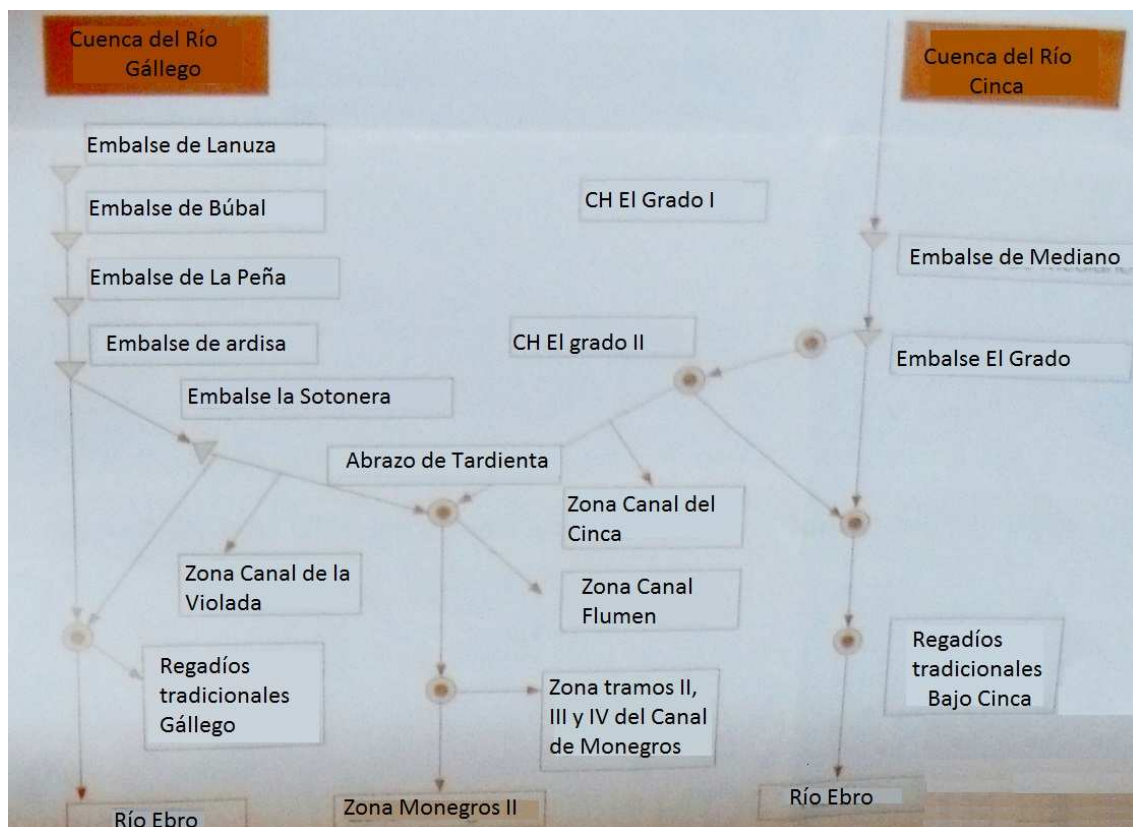


Figura nº 7. Esquema de los canales de la intercuenca Gállego-Cinca.

1.4.1- Actividad desarrollada por Riegos Alto Aragón

La actividad que desarrolla Riegos Alto Aragón se centra mayoritariamente en:

- Una gestión del agua de riego, de la de abastecimiento y de la de otros diversos usos. Para tal fin se encuentra en colaboración con la Confederación Hidrográfica del Ebro.
- Se dedica a la mediación en cuanto a los usos del agua transportada en el sistema.
- Ha de vigilar un buen uso del recurso empleado, el agua.
- Ha de asegurar un mantenimiento preventivo y realizar las obras necesarias en las infraestructuras generales.
- Ha de realizar cierta presión para asegurar una mejora de las condiciones económicas, técnicas y de garantía de suministro del regadío, por ejemplo en la búsqueda de planes de modernización.
- Del mismo modo realiza un asesoramiento técnico, económico y legal a las comunidades ordinarias.

1.4.2- Comunidades ordinarias de Riegos Alto Aragón

En las Comunidades ordinarias se integran los diferentes usuarios del agua, regadío, abastecimiento, explotaciones ganaderas y también las industrias. Estas comunidades se pueden ordenar por zonas, según los canales que los abastecen o su ubicación. También se pueden ordenar según las subcuencas a las que pertenecen, distribuidas en el siguiente mapa, en el cual se indica también el porcentaje de la superficie regable de cada subcuenca.

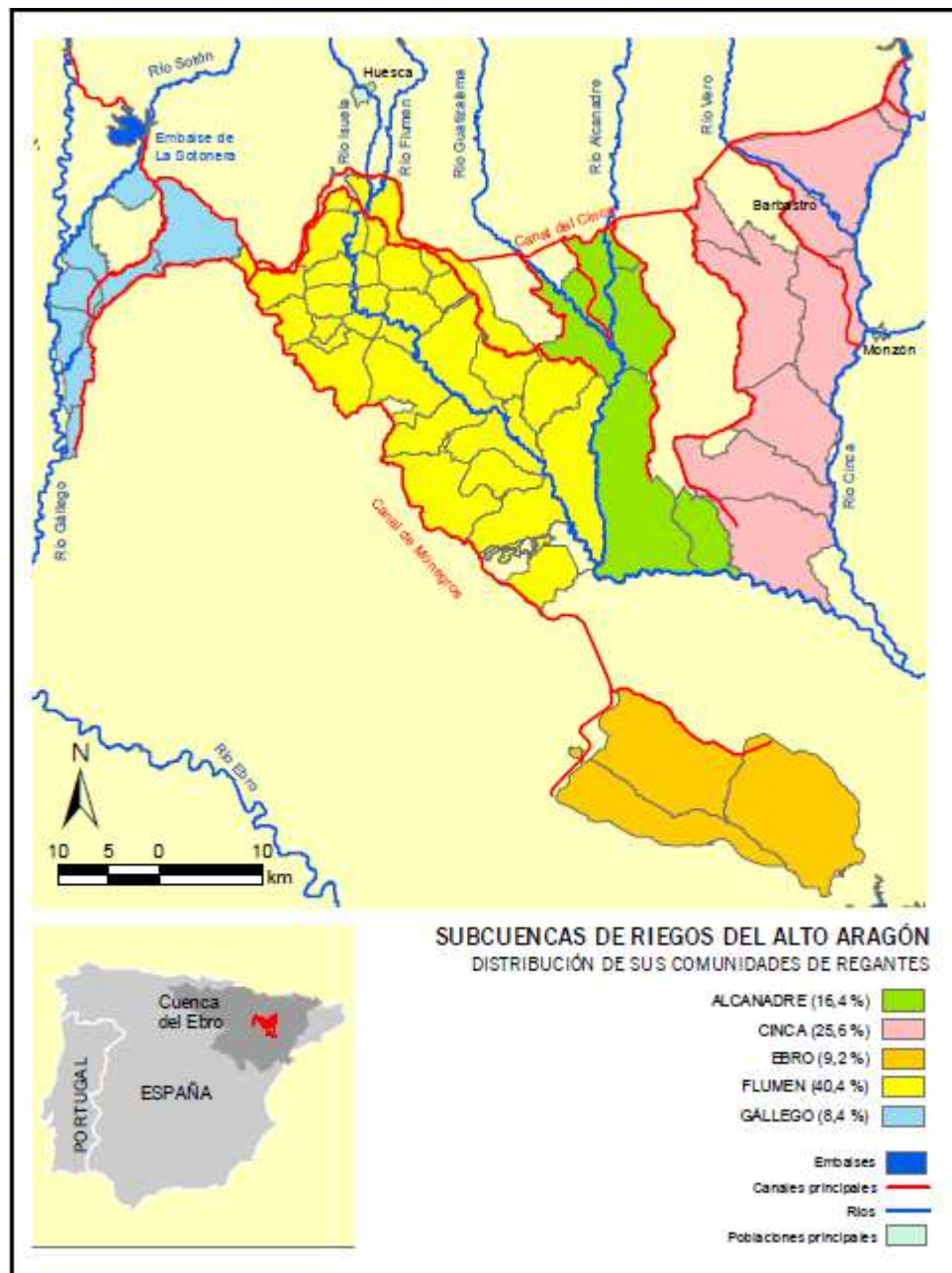


Figura nº 8. Mapa de las subcuencas de Riegos del Alto Aragón.

La lista de las comunidades de regantes ordinarias de Riegos Alto Aragón es la siguiente:

- A-19-20
- Albero Bajo
- Alcanadre
- Almudévar
- Almuniente
- Barbués
- Callen

- Candasnos.
- Cartuja – San Juan
- Collarada 1ª sección
- Collarada 2ª sección
- El grado
- El temple
- Grañen- Flumen
- Gurrea de Gállego
- Joaquín Costa
- La Campaña – Conchel.
- La Corona.
- La Sabina
- Lalueza
- Lanaja
- Las Almacidas
- LASESA
- Llanos de camarera.
- Miguel Servet
- Montesnegros.
- Nº 1 Canal del Cinca
- Orillena
- Pertusa
- Piracés
- San Juan
- San Miguel
- San Pedro
- Sangarrén
- Santa Cruz
- Sector VII Flumen-
- Sector VIII Monegros
- Sector X Flumen
- Sector XI Flumen
- Sodeto – Alberuela
- Tardienta
- Tramaced
- Torralba de Aragón
- Torres de Barbués
- Val de Alferche
- Valfonda
- Vicien

Y el mapa de la distribución de dichas comunidades se presenta a continuación:

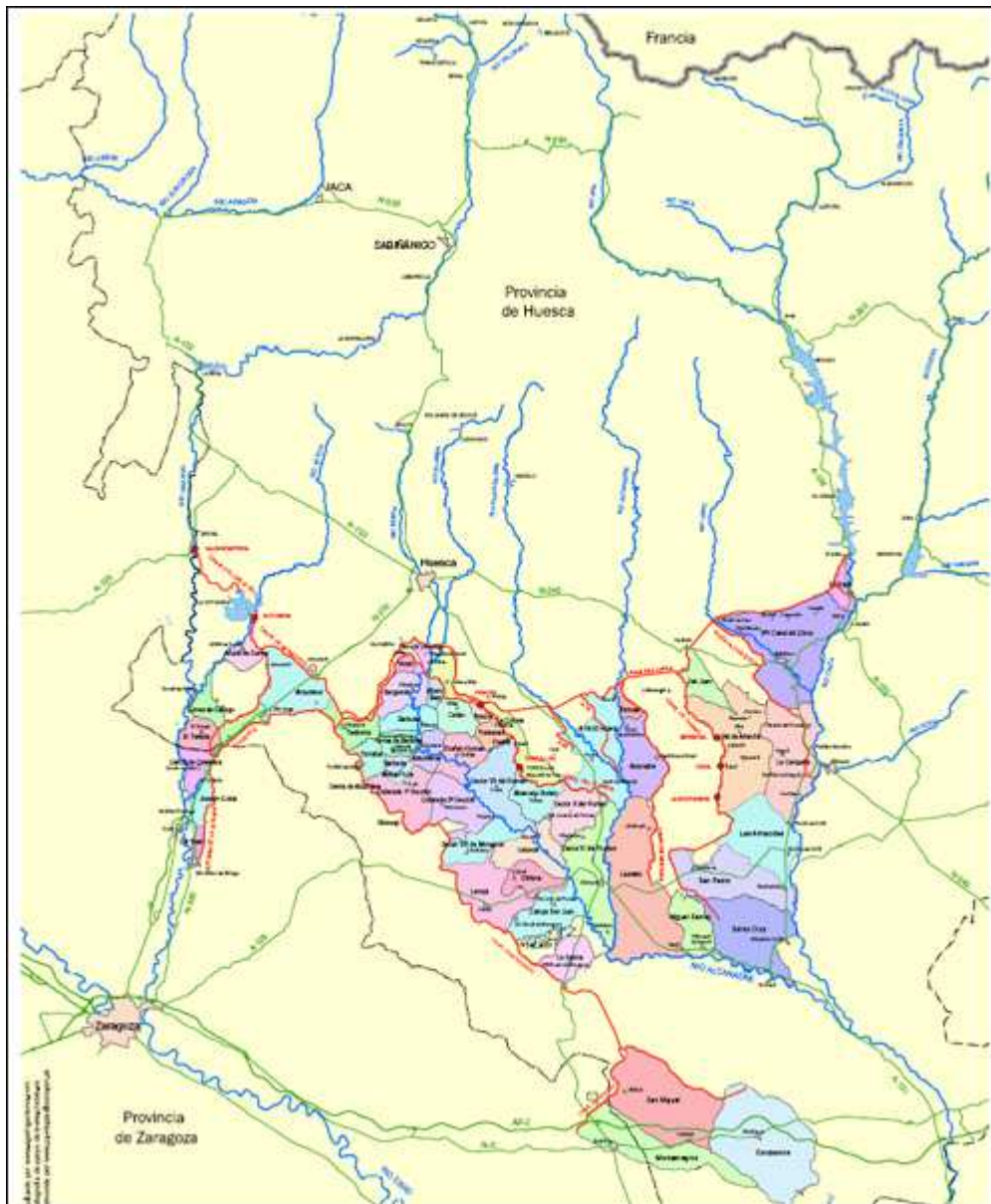


Figura nº 9. Mapa de las comunidades de regantes de Riegos del Alto Aragón

2.- Metodología

El proceso de elaboración del modelo de simulación hidráulica de la mencionada red de canales seguirá las siguientes etapas: Recopilación de la información; Implementación de la información al programa HEC-RAS; Simulación de escenarios rutinarios; Simulación de escenarios excepcionales; Discusión; y Conclusiones.

2.1 Recopilación de la información

La información requerida es de tipo geométrico. Interesa conocer las secciones tipo, la pendiente de cada tramo, la longitud de los canales y una estimación de la 'n' de Manning de los canales principales de Riegos del Alto Aragón.

Estos canales son los diez siguientes: Canal del Cinca, Canal de Monegros, Acequia de Selgua, Canal de Terreu, Canal de Pertusa, Canal del Flumen, Acequia de la Violada, Acequia 'Q', Canal de Sástago y canal del Grado 2.

En cuanto a las longitudes, secciones y pendientes, la información consultada son principalmente los proyectos constructivos de dichos canales, y alguno de ellos data de los años sesenta. También se ha consultado el estudio de '*Mejora de la Regulación Interna de Riegos del Alto Aragón*', de T.A. Sancho Marco y A. Barbany Alfonso, realizado en 2009, el cual incluye un estudio pormenorizado de los tramos 2, 3 y 4 del Canal de Monegros y del Canal de Sástago.

La información geométrica del resto de canales ha sido facilitada por Eduardo Algora, de la Confederación Hidrográfica del Ebro, obtenida de una recopilación realizada en los años 90 por personal de la Confederación, salvo los canales del Flumen, Acequia de la Violada y Acequia 'Q'.

Éstos últimos han sido consultados en Tardienta, en la oficina de la Confederación Hidrográfica del Ebro, siendo facilitado el acceso a los proyectos constructivos de dichos canales por Ángel Álvarez y a Fernando Martínez, de la Confederación.

Los criterios empleados en la selección de la información necesaria y suficiente para la realización de este proyecto final de carrera han sido los siguientes:

- Las secciones anotadas serán las más características de cada tramo, siendo obviadas las secciones que sea muy parecidas o prácticamente idénticas.
- Se tomará como mínimo una sección cada 500 metros o bien cada 1000 metros si la pendiente es uniforme en varios kilómetros.

En el siguiente apartado se comentarán algunas dificultades que surgieron en cuanto al procesamiento de la información adquirida, y las aproximaciones y estimaciones requeridas.

2.2 Implementación en el programa HEC-RAS.

Una vez obtenida la información necesaria y suficiente se procedió del siguiente modo:

Se fue introduciendo los tramos de los canales en el programa HEC-RAS, comenzando desde el Embalse del Grado, avanzando en dirección Oeste. Por cada tramo introducido en el programa se realizaban simulaciones de flujo estacionario y flujo transitorio, para asegurar el funcionamiento de toda la red de canales, una vez terminada.

Surgió el inconveniente de no poder implementar secciones de tipo túnel en el programa, debido a que HEC-RAS no está diseñado para calcular flujo en dicho tipo de secciones. Se procedió a ubicar una sección similar de tipo trapezoidal o rectangular en su lugar, de características similares.

No se pudieron respetar todas las cotas anotadas, debido a que en algunos casos no coincidían con las de los canales contiguos. En dichas situaciones se procedió a disminuir la cota de todo el tramo de canal, respetando así las secciones y la pendiente.

En una situación en particular, la de la acequia 'Q', se tuvo que modificar la pendiente ya que al parecer la información obtenida no correspondía con la ubicación actual de dicha acequia.

Hubo otro caso en el cual no se procesó la información obtenida, el canal de Terreu. Este canal presenta mucho desnivel y saltos de agua, los cuales son aprovechados por tres centrales hidroeléctricas. Se introdujo en HEC-RAS un perfil de canal muy diferente, con el cual se pudieran estudiar situaciones que no se asemejarán con la realidad, no obstante éste no es el objetivo del presente proyecto.

En el caso de la acequia de Selgua, se informó de que desde el kilómetro 19, el resto de la acequia no se emplea, pues llena un embalse desde dicho punto y se riega a presión desde ese lugar, por tanto la información geométrica introducida llega únicamente hasta el kilómetro expresado.

Se obviarán todas las estructuras contenidas en el eje principal de los canales, como pueden ser vertederos, aliviaderos y compuertas.

Aparte de las secciones de que se dispone, el programa requiere menor distancia entre secciones transversales para realizar los cálculos con suficiente precisión espacial. El resto de secciones con las que trabaja el programa son interpolaciones o secciones intermedias ficticias que el programa genera, como se ha configurado, cada 100 metros.

Estas secciones interpoladas estarán numeradas por su punto métrico desde el final del canal, pero irán acompañadas de un asterisco para diferenciarlas de las secciones tipo.

La forma de estas secciones interpoladas será de una transición entre la sección transversal anterior y la posterior. En caso de ser idénticas las interpolaciones, obviamente también lo serán. En caso de no ser iguales, por ejemplo, en una transición entre canal rectangular y canal trapezoidal la forma de las secciones transversales intermedias será tal que así:

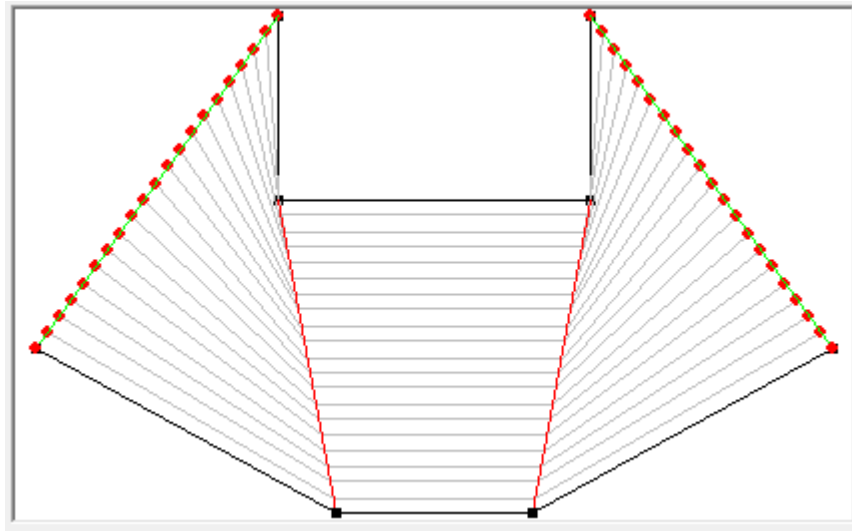


Figura nº 10. Secciones interpoladas en HEC-RAS.

2.2.1 Nomenclatura de los canales

La nomenclatura de los tramos de los canales corresponde a la adoptada en la implementación de la información geométrica en el programa HEC-RAS, y no a la terminología con que se conoce cada tramo. No obstante en adelante se define su inicio y su fin, para no generar confusión.

Esta diferente terminología se debe a la necesidad que requiere el programa de delimitar tramos de canal entre uniones con otros tramos o bifurcaciones, ya que en HEC-RAS no es posible ubicar una unión de canales en la que solo llega un canal y solo sale un canal.

2.2.2 Características de los canales implementados

Entre la información recopilada se expone la longitud de los canales así como las secciones tipo que se han encontrado en la información disponible. La información que se ha facilitado detalla los 10 canales y acequias principales de la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón, con una longitud total de 440 kilómetros y 700 metros.

El trazado de dichos canales se obtiene del mapa facilitado en el apartado 2.2.3.

Con respecto al valor 'n' de Manning de los canales, el cual expresa la rugosidad de una superficie cabe decir lo siguiente:

- En canales de hormigón el valor puede oscilar entre 0,013 y 0,020 $m^{1/6}$, siendo inferior este valor en canales nuevos y superior en canales viejos con poco mantenimiento.
- Se pueden estimar valores un poco inferiores al resto en secciones en túnel ya que se supone el no crecimiento de algas por falta de luz, las cuales suelen aumentar la rugosidad con su crecimiento.
- La influencia del valor 'n' de Manning es muy elevada en la capacidad de transporte de un canal (caudal máximo). Esto se puede comprobar de forma analítica y suponiendo condiciones de flujo uniforme mediante la ecuación de Manning. Por ejemplo en una sección semicircular de radio 3,5 metros y pendiente del 1 por 1000, al aumentar el valor de 'n' de 0,013 a 0,015 (tan sólo dos milésimas) se reduce su capacidad de transporte más de un 10%.

No obstante el objeto de este proyecto no es conseguir la máxima veracidad con respecto a la realidad, por tanto la misión de ajustar este valor no será primordial en este proyecto. Se establece dicho valor en 0,015 para todo el sistema, pudiendo ser ajustado en futuros estudios profesionales.

A continuación se describen los canales implementados en el estudio.

2.2.2.1 Canal de Monegros

Este canal tiene más de 130 kilómetros contruidos. No obstante se dispone de información sobre 109.500 metros. Está dispuesto en cinco tramos: “1.1”, “1.2”, “1.3”, “2.1”, “2-3-4” y “5”. La pendiente media es de 0,00035, en tanto por uno. Dicho de otro modo, pierde 3,5 metros de cota por cada 10 kilómetros de longitud. A continuación se describen los tramos de canal antes citados.

Tramo 1.1

Inicia su recorrido junto a la presa del embalse de la Sotonera (Tormos, Alcalá de Gurrea, Huesca) y finaliza en la toma de la acequia de la Violada. Tiene una longitud aproximada de 4 kilómetros y 400 metros, y una pendiente media de 0,00072, en tanto por uno.

Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal. Base inferior 24,20 metros. Base superior 31,20 metros. Altura 3,5 metros.

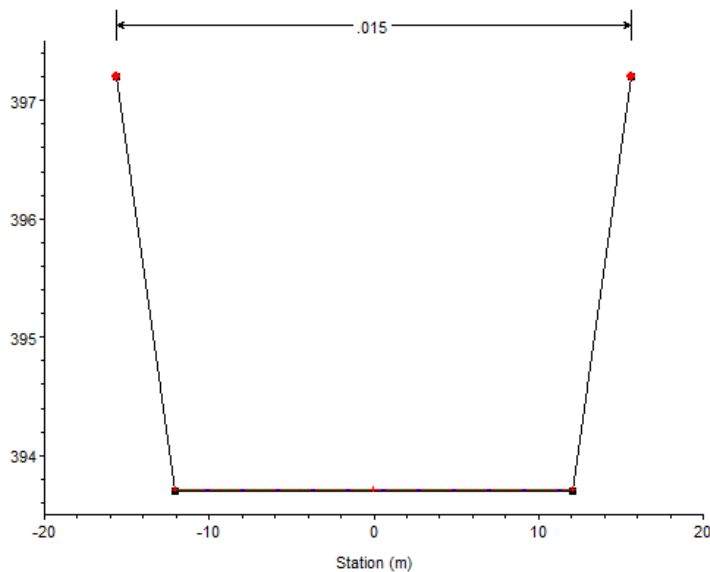


Figura nº 11. Sección tipo 1, tramo 1.1 del canal de Monegros.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal. Base inferior 8,88 metros. Base superior 11,20 metros. Altura 3,5 metros.

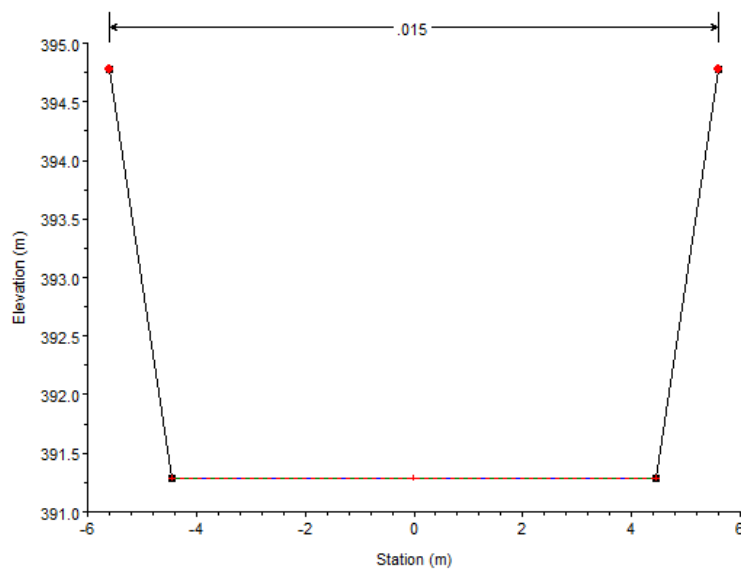


Figura nº 12. Sección tipo 2, tramo 1.1 del canal de Monegros.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal idéntica a la tipo 1, pero con tapia intermedia de 70 x 170 cm.

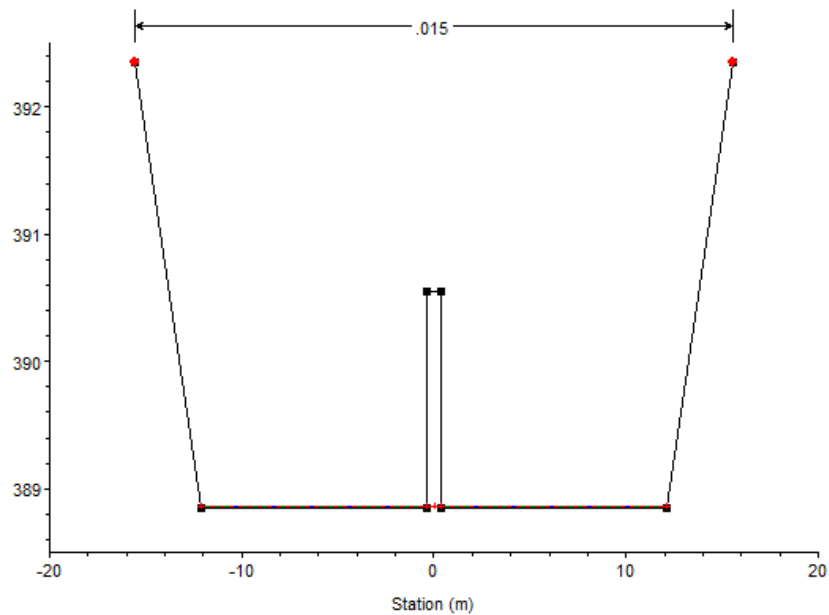


Figura nº 13. Sección tipo 3, tramo 1.1 del canal de Monegros.

Tramo 1.2

Inicia su recorrido en el P.K 4 + 400 metros y termina en *el abrazo de Tardienta*, donde se une el canal del Cinca. Tiene una longitud aproximada de 15 kilómetros y 800 metros, y una pendiente media de 0,00039, en tanto por uno.

Secciones tipo

Sección tipo 1: Sección trapezoidal, base inferior 24,20 metros. Base superior 31,20 metros. Altura 3,5 metros con tapia intermedia de 70 x 170 cm.

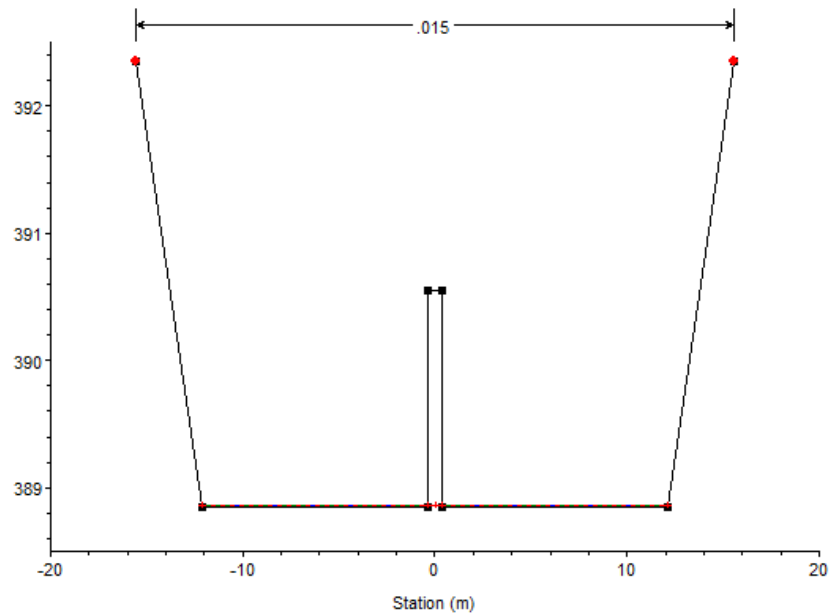


Figura nº 14. Sección tipo 1, tramo 1.2 del canal de Monegros.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal. Base inferior 24,20 metros. Base superior 30,60 metros. Altura 3,5 metros.

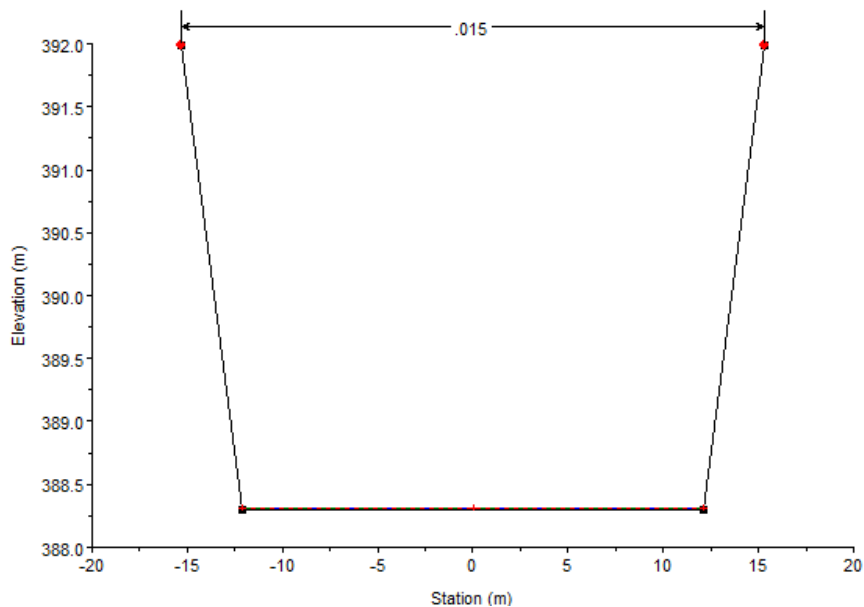


Figura nº 15. Sección tipo 2, tramo 1.2 del canal de Monegros.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal. Base inferior 7,50 metros. Base superior 9,80 metros. Altura 3,5 metros.

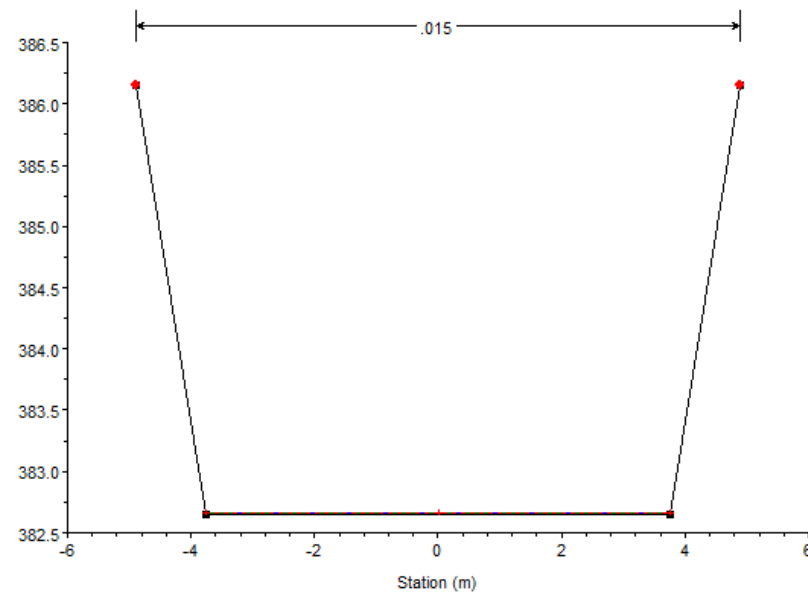


Figura nº 16. Sección tipo 3, tramo 1.2 del canal de Monegros.

Tramo 1.3

Inicia su recorrido en el P.K 20 + 200 metros y termina en P.K. 20+ 500 metros, donde se inicia el canal del Flumen. Tiene una longitud aproximada de 300 metros, y una pendiente media de 0.0015, en tanto por uno.

Sección tipo: Sección trapezoidal. Base inferior 7,50 metros. Base superior 9,80 metros. Altura 3,5 metros.

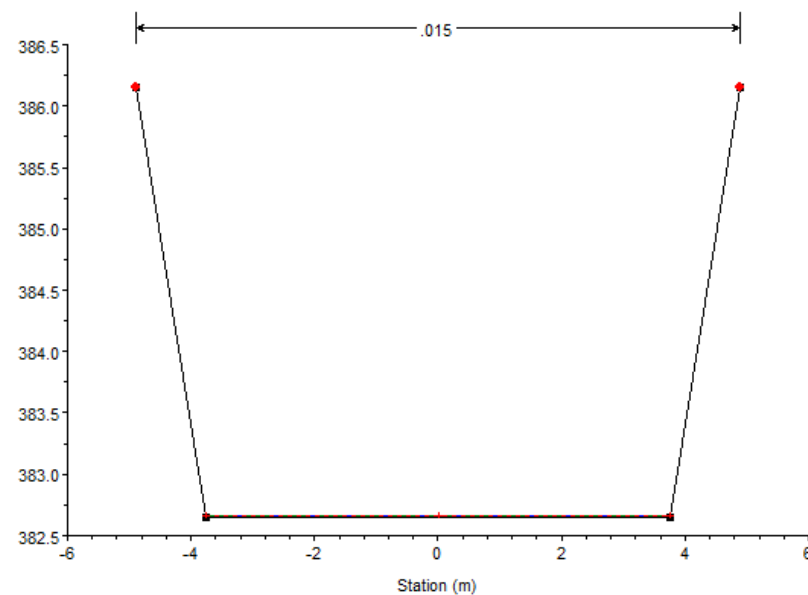


Figura nº 17. Sección tipo 1, tramo 1.3 del canal de Monegros.

Tramo 2.1

Inicia su recorrido en el P.K. 20 + 500 metros y termina en P.K. 22+ 500 metros, donde se inicia la acequia 'Q'. Tiene una longitud aproximada de 2000 metros, y una pendiente media de 0.0011, en tanto por uno.

Secciones tipo:

Sección tipo 1: Sección triangular. Base superior 26,1 metros. Altura 3,2 metros

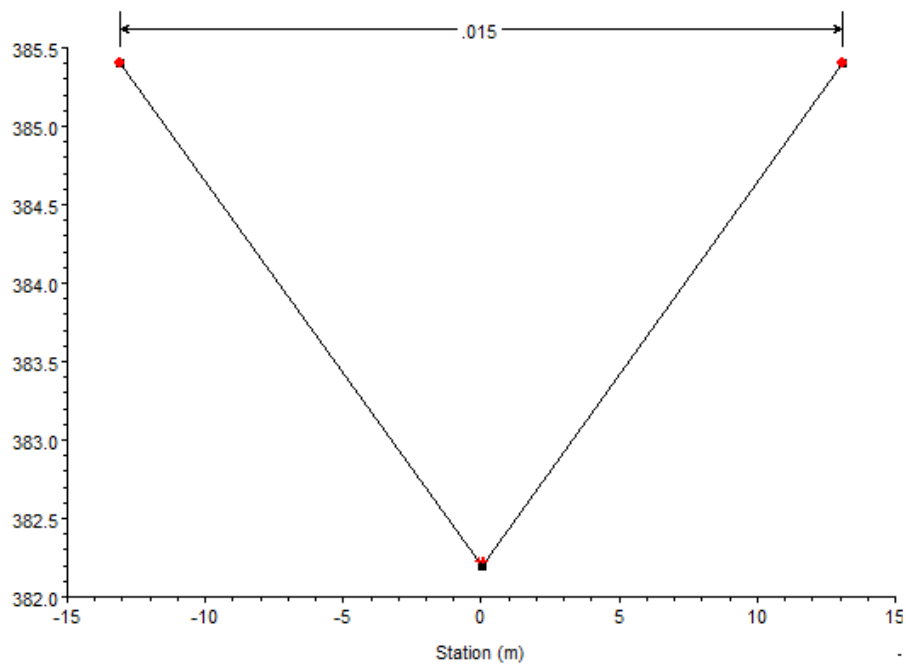


Figura nº 18. Sección tipo 1, tramo 2.1 del canal de Monegros.

Sección tipo 2: Sección semicircular. Radio 3,7 metros. Corresponde al acueducto de Tardienta.

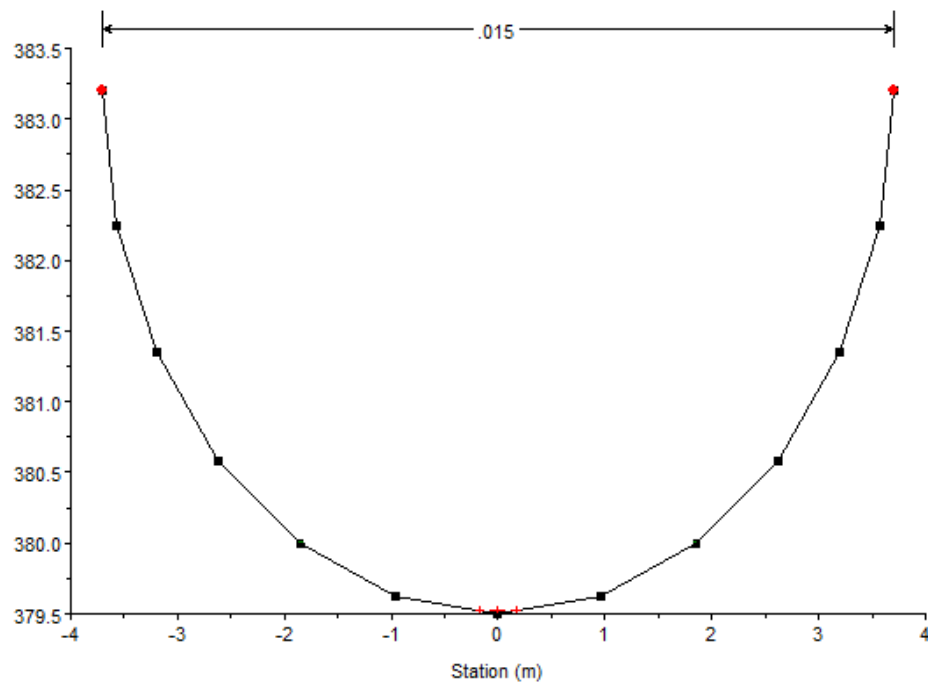


Figura nº 19. Sección tipo 2, tramo 2.1 del canal de Monegros.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal. Base inferior 11 metros. Base superior 12,5 metros. Altura 3,4 metros.

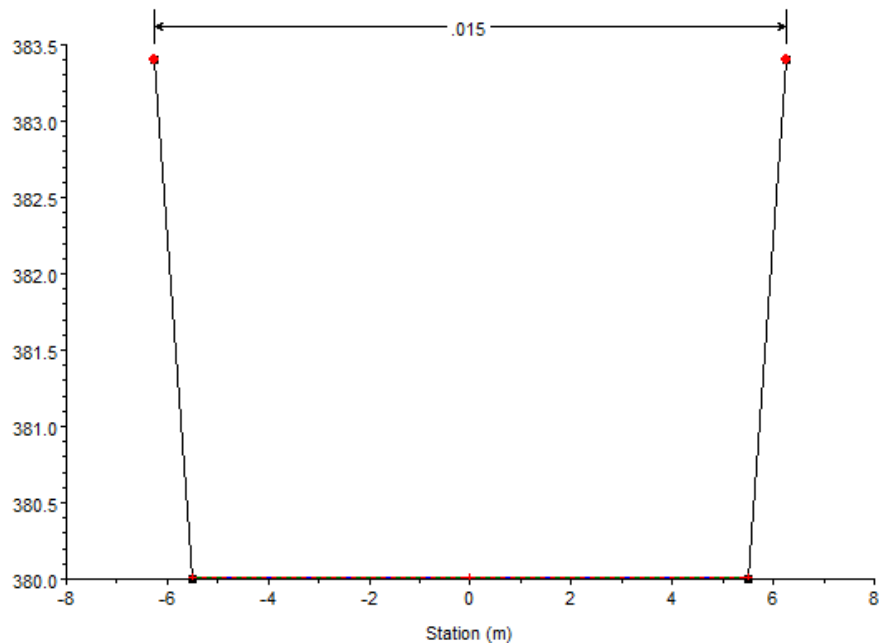


Figura nº 20. Sección tipo 3, tramo 2.1 del canal de Monegros.

Tramo 2,3,4

Inicia su recorrido en el P.K. 22 + 500 metros y termina en el P.K. 92+ 500 metros, donde se inicia la acequia 'Q'. Tiene una longitud aproximada de 70 kilómetros, y una pendiente media de 0,00026, en tanto por uno.

Existen varias secciones tipo. A continuación se describen las más significativas.

Sección tipo 1. Sección trapezoidal. Base inferior 11 metros. Base superior 14 metros. Altura 3,4 metros.

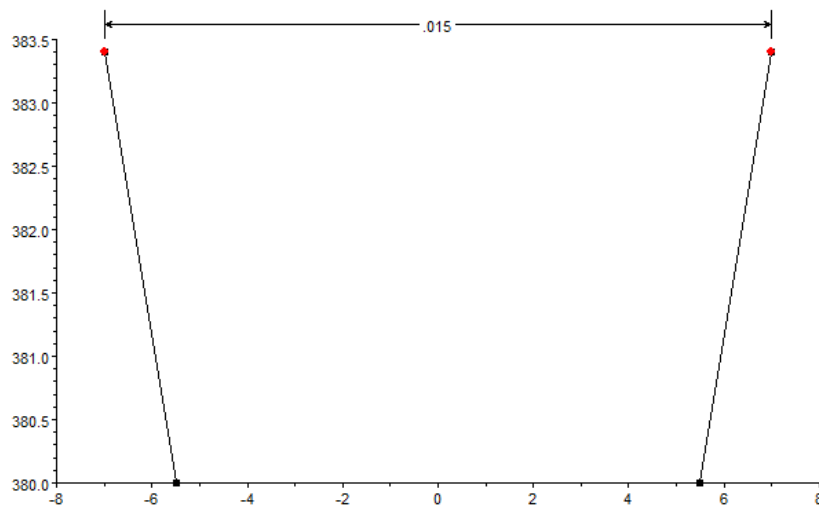


Figura nº 21. Sección tipo 1, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Sección tipo 2. Sección rectangular. Base 21 metros. Altura 3,5 metros.

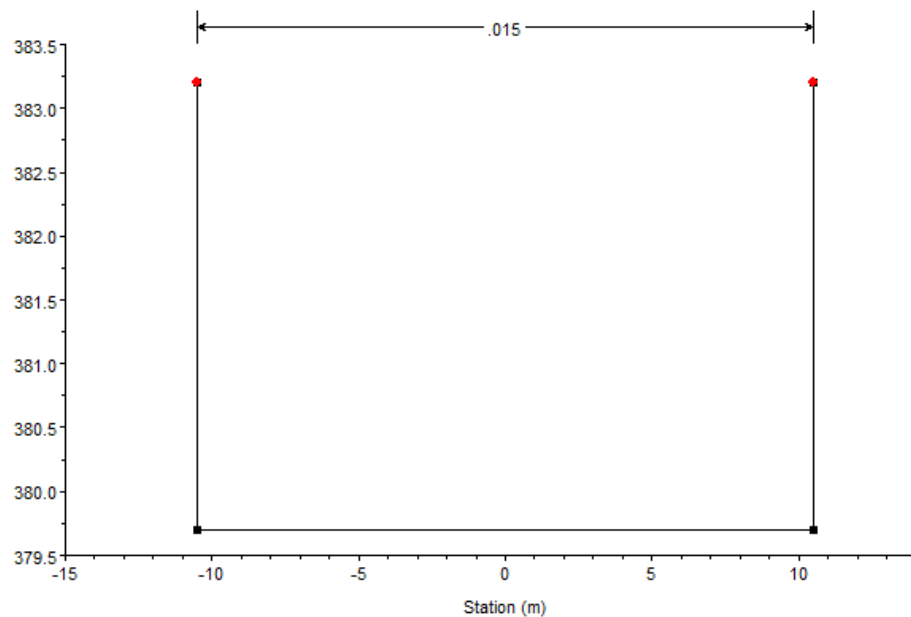


Figura nº 22. Sección tipo 2, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Secciones tipo 3. Sección trapezoidal. Base inferior entre 19 y 21 metros. Base superior entre 32,60 y 35,60 metros. Altura entre 3,5 y 3,8 metros. Un ejemplo:

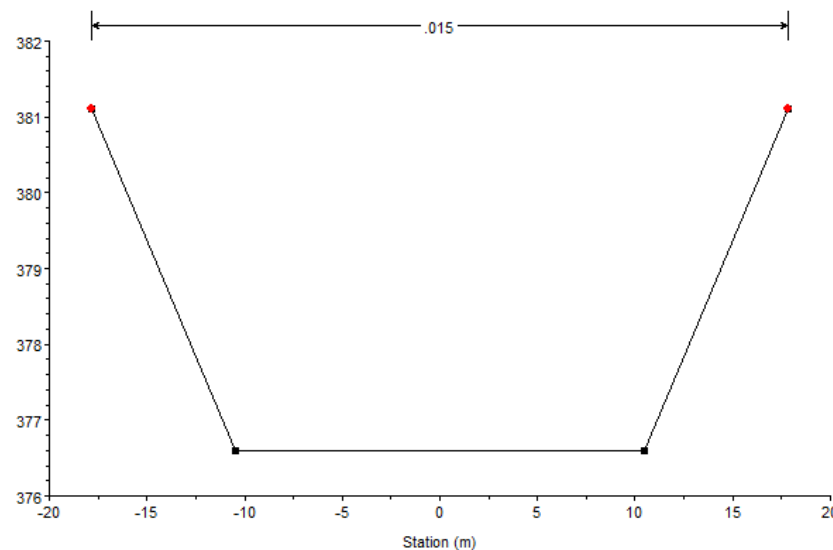


Figura nº 23. Sección tipo 3, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Sección tipo 4. Sección rectangular. Base 14 metros. Altura 3,5 metros.

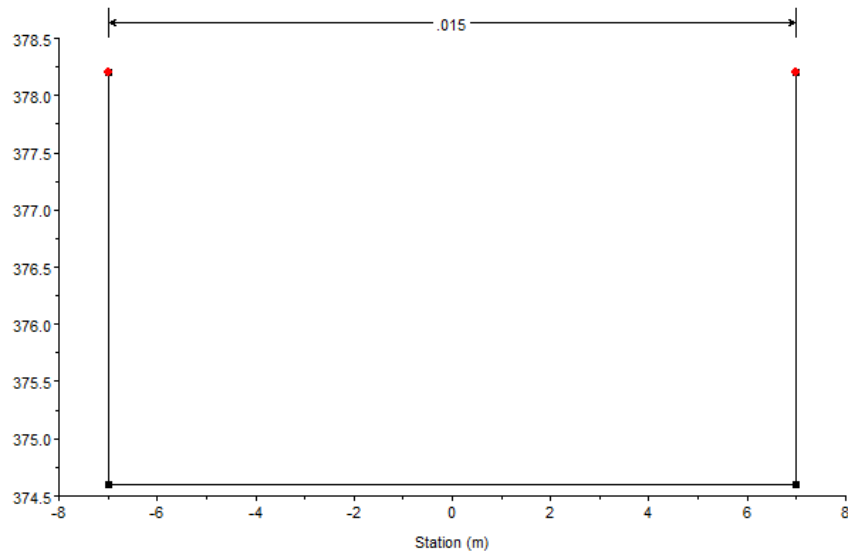


Figura nº 24. Sección tipo 4, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Sección tipo 5: Sección triangular. Base superior 19 metros. Altura, entre 4 y 4,4 metros.

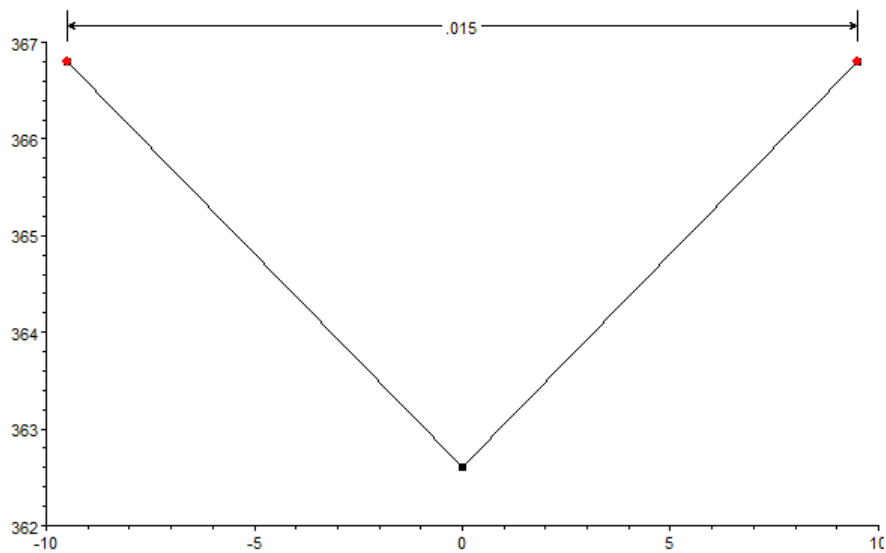


Figura nº 25. Sección tipo 5, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Sección tipo 6. Sección rectangular. Base 7,4 metros. Altura entre 3,3 y 6,4 metros. Un ejemplo:

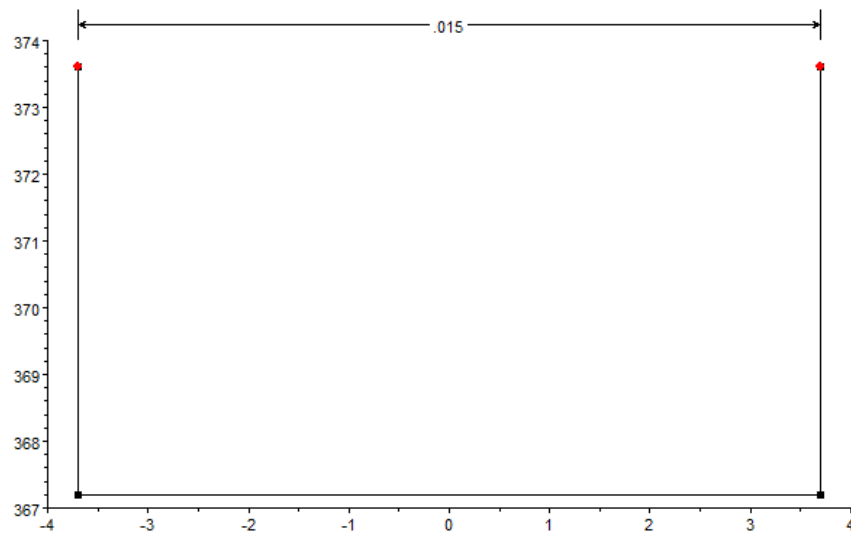


Figura nº 26. Sección tipo 6, tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Tramo 5

Se inicia en el P.K. 92 + 500 metros, donde está la bifurcación del canal de Sástago, y finaliza en el P.K. 109 + 500 metros. Tiene una longitud de 17 kilómetros y una pendiente media de 0,00049, en tanto por uno.

Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal. Base inferior 3 metros. Base superior 12,20 metros. Altura 3,1 metros.

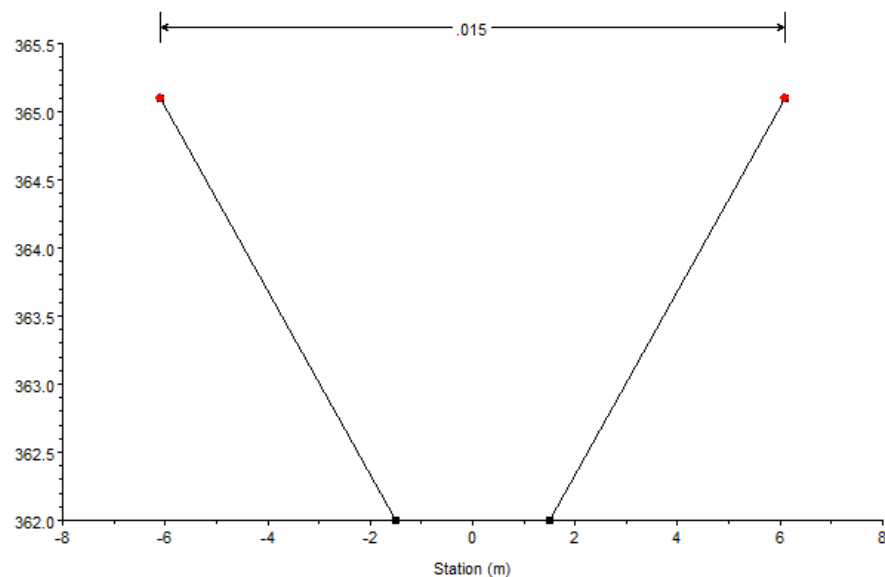


Figura nº 27. Sección tipo 1, tramo 5 del canal de Monegros.

Sección tipo 2: Sección rectangular. Base 4,80 metros. Altura 3,50 metros.

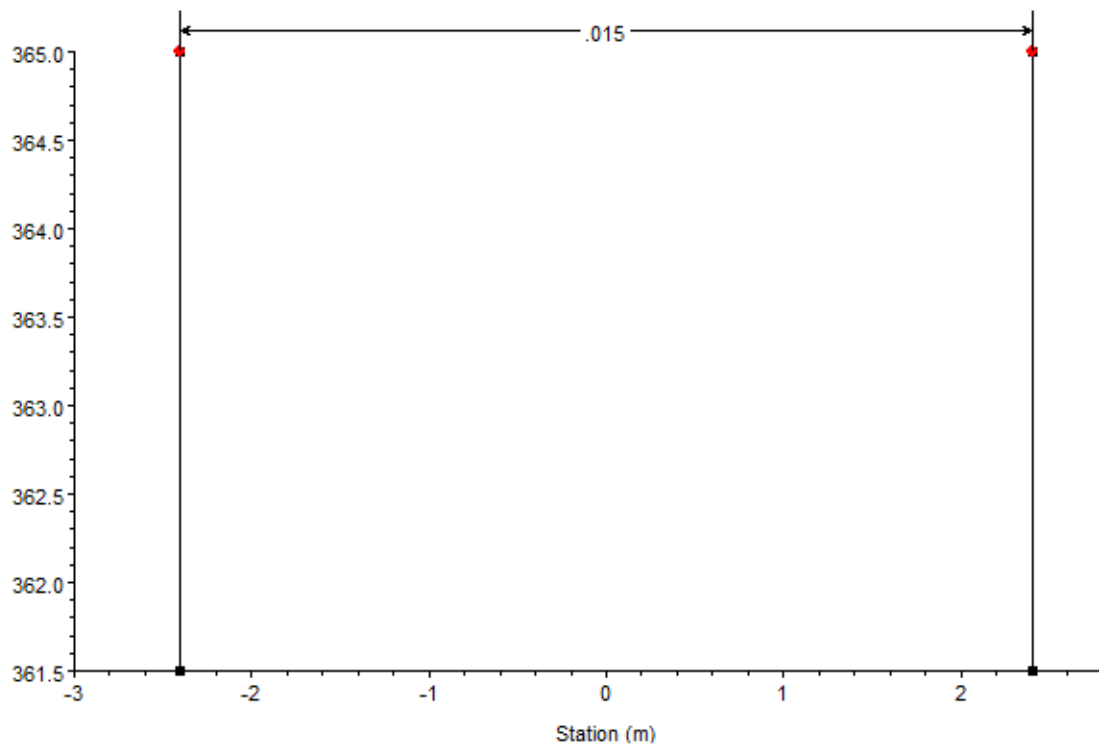


Figura nº 28. Sección tipo 2, tramo 5 del canal de Monegros.

Sección tipo 3: Sección rectangular. Base 5,20 metros. Altura de 3,10 a 3,50 metros.

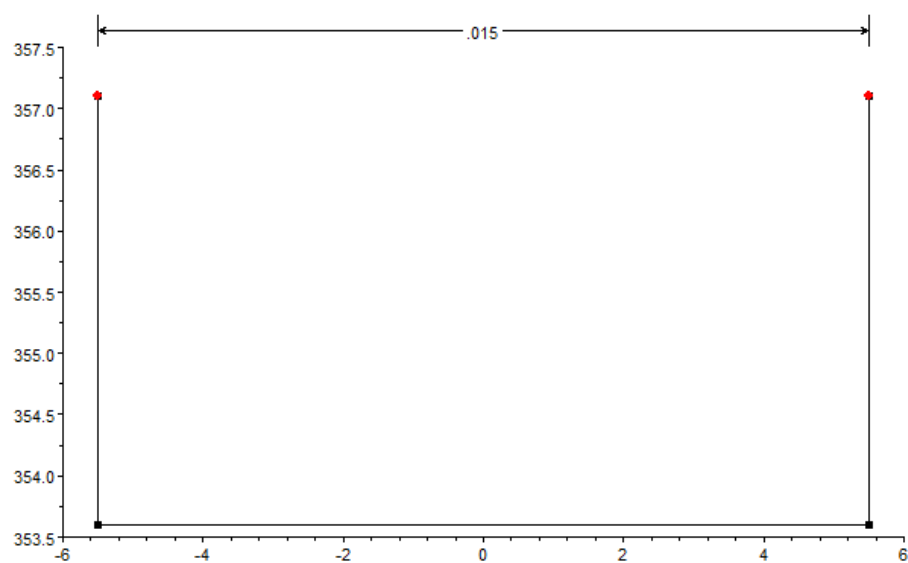


Figura nº 29. Sección tipo 3, tramo 5 del canal de Monegros.

2.2.2.2 Acequia de la Violada

Se inicia en el P.K. 4 + 400 metros del Canal del Monegros. Tiene una longitud total aproximada de 36 kilómetros y 400 metros y una pendiente media de 0,00225, en tanto por uno .Se divide en dos tramos.

Tramo 1

Inicia su recorrido en el P.K. 4 + 400 metros del Canal de Monegros y finaliza donde se une la acequia 'Q'. Tiene una longitud aproximada de 21 kilómetros. Los primeros 16.900 metros tienen una pendiente de 0,00059. Los restantes 4.100 metros tienen una pendiente de 0,01 (1%). Ésta pendiente ha sido estimada debido a que la cota sobre el tramo nuevo no coincide con la del tramo antiguo en dicho punto kilométrico.

Secciones tipo.

Sección tipo 1: Sección trapezoidal. Base inferior 2,96 metros. Base superior 4,25 metros. Altura 2,25 metros. Corresponde a los primeros 16.900 metros reformados en 2001.

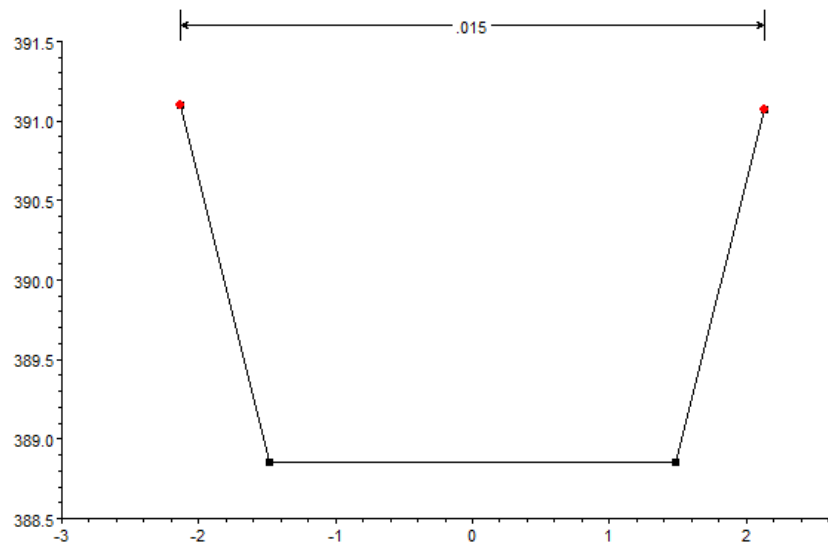


Figura nº 30. Sección tipo 1, tramo 1 de la acequia de Violada.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal. Base inferior 2 metros. Base superior 4,7 metros. Altura 1,5 metros. Corresponde al tramo antiguo no reformado. Ejemplo de dicha sección:

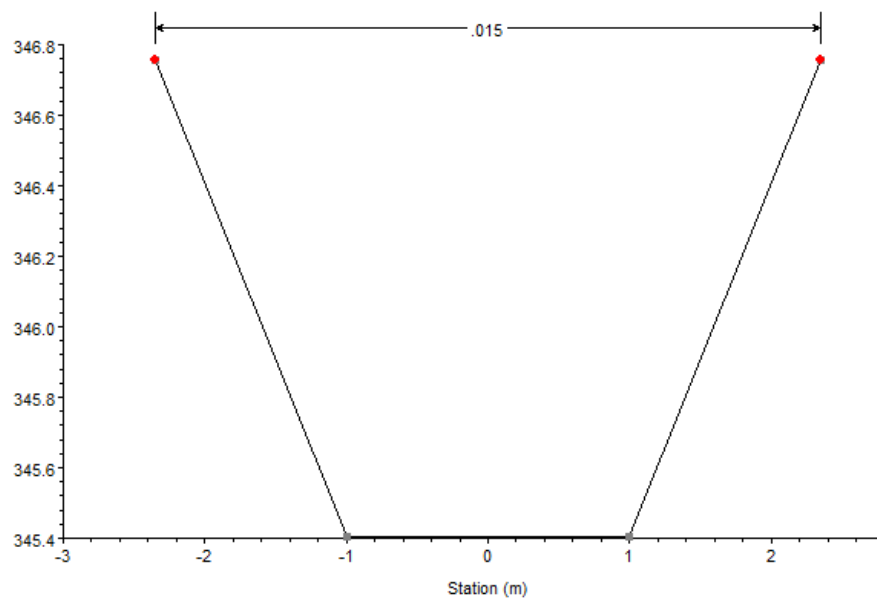


Figura nº 31. Sección tipo 2, tramo 1 de la acequia de Violada.

Tramo 2

Inicia su recorrido en la unión de la acequia 'Q' y finaliza en el barranco de la Violada. Tiene una longitud aproximada de 15 kilómetros y 400 metros y una pendiente media de 0,002, en tanto por uno.

Sección tipo. Sección trapezoidal con base inferior revestida de forma semicircular. Ejemplo de dicha sección:

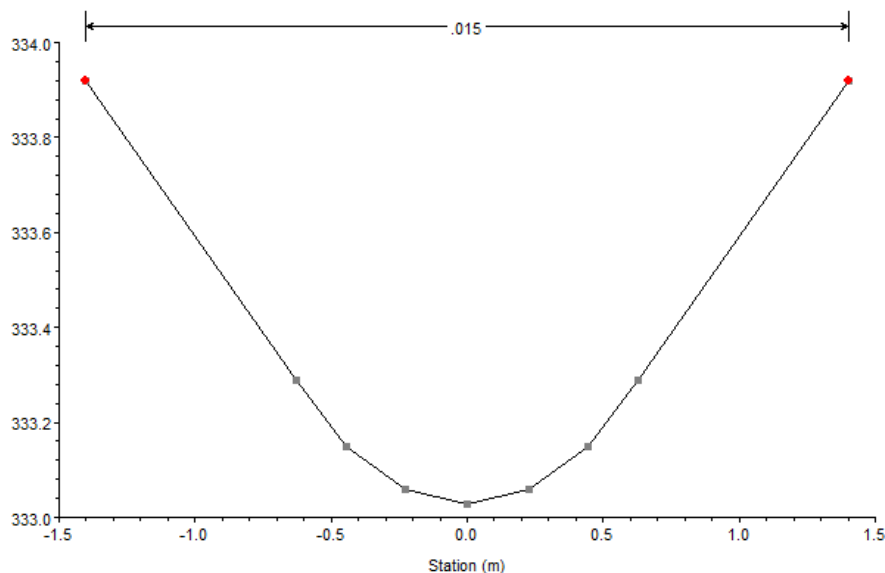


Figura nº 32. Sección tipo, tramo 2 de la acequia de Violada.

2.2.2.3 Acequia 'Q'

Se inicia en el P.K 22 + 500 metros del Canal de Monegros y finaliza en su unión a la acequia de la Violada. Tiene una longitud aproximada de 22 kilómetros y 500 metros y una pendiente media de 0,002, en tanto por uno. Esta pendiente ha sido estimada, como se ha explicado anteriormente en el apartado 2.2.

Sus secciones tipo son las siguientes:

Sección 1, tipo R 95 20. Rectangular de base 2 metros y altura 1,10 metros. Se muestra en la siguiente figura:

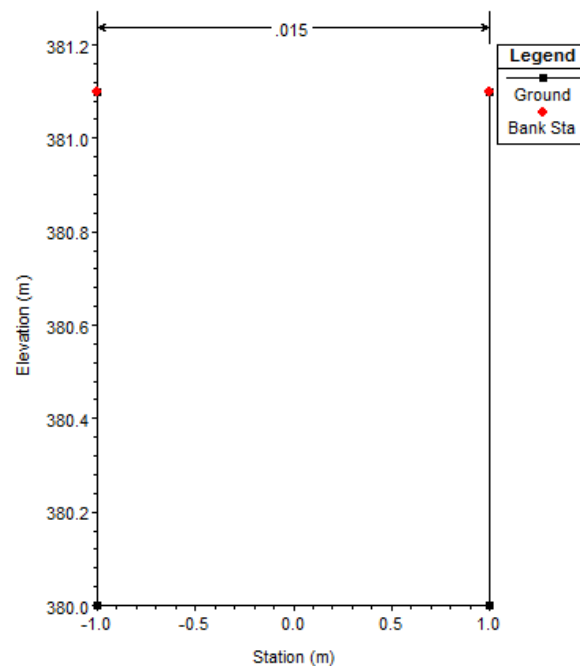


Figura nº 33. Sección tipo 1, acequia 'Q'.

Sección 2, tipo T95 10. Trapezoidal de base inferior 1 metro, base superior 3,20 metros y altura 1,10 metros. Se muestra en la siguiente figura:

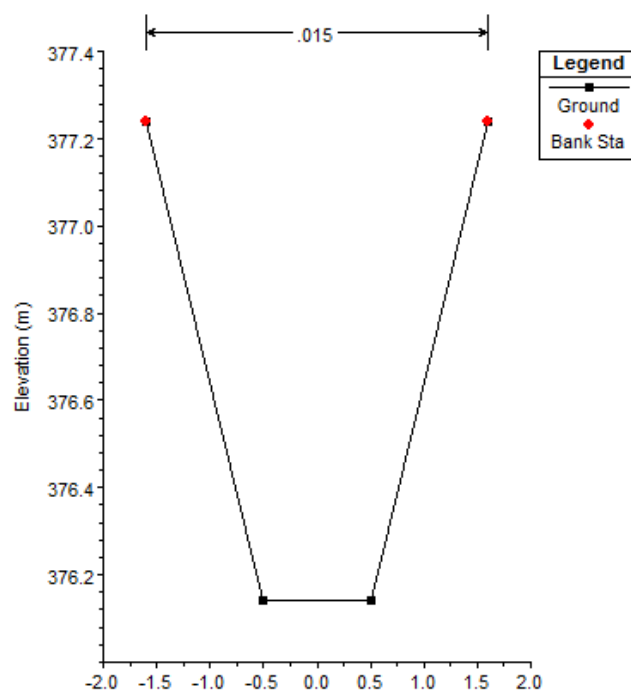


Figura nº 34. Sección tipo 2, acequia 'Q'.

Sección 3, tipo R95 10. Rectangular de base 1 metro y altura 1,10 metros. Se muestra en la figura siguiente:

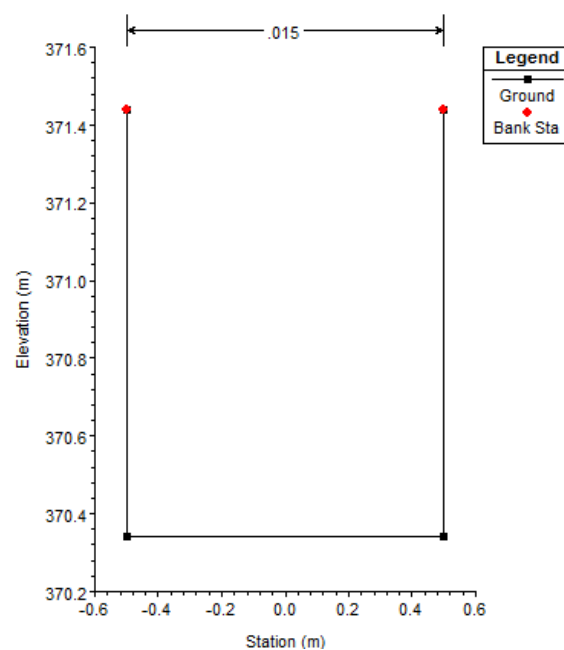


Figura nº 35. Sección tipo 3, acequia 'Q'.

Sección tipo 4. Trapezoidal con base inferior revestida de forma circular. Se detalla en la siguiente figura:

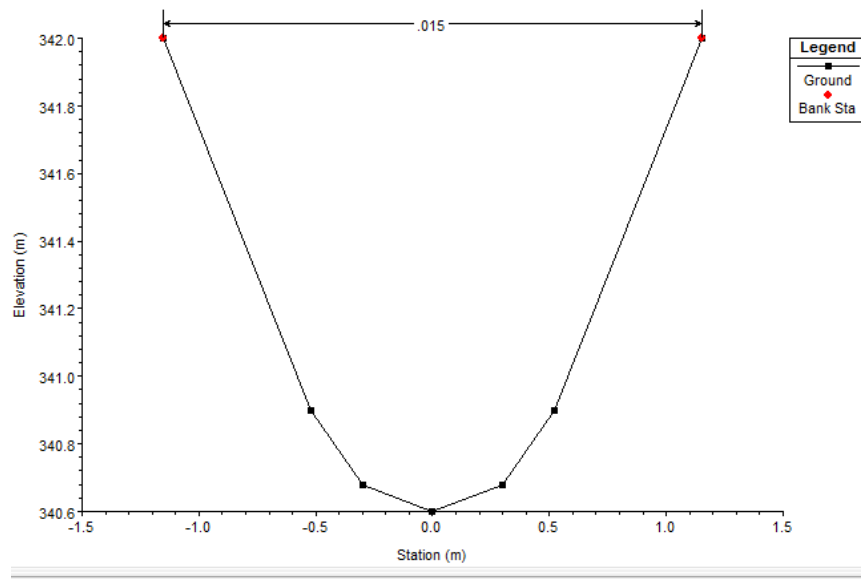


Figura nº 36. Sección tipo 4, acequia 'Q'.

2.2.2.4 Canal del Flumen

Se inicia en el P.K. 20 + 500 metros del canal de Monegros. Tiene una longitud aproximada de 59 kilómetros y una pendiente media de 0,00068, en tanto por uno. Las secciones tipo que presenta son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal, de base inferior 4,10 metro, base superior 6,10 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

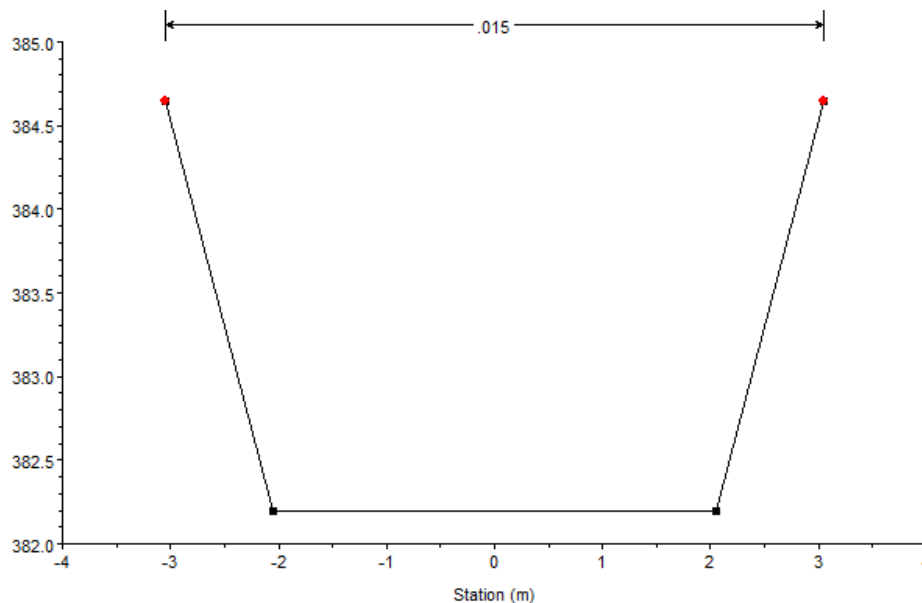


Figura nº 37. Sección tipo 1, canal del Flumen.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal, de base inferior 1 metro, base superior 9,50 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

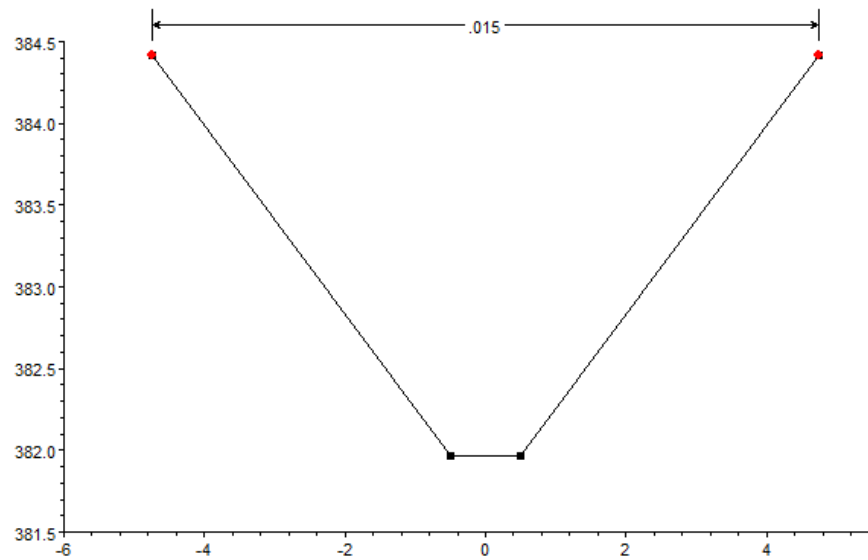


Figura nº 38. Sección tipo 2, canal del Flumen.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal, de base inferior entre 1,7 y 2 metros, base superior 7,60 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

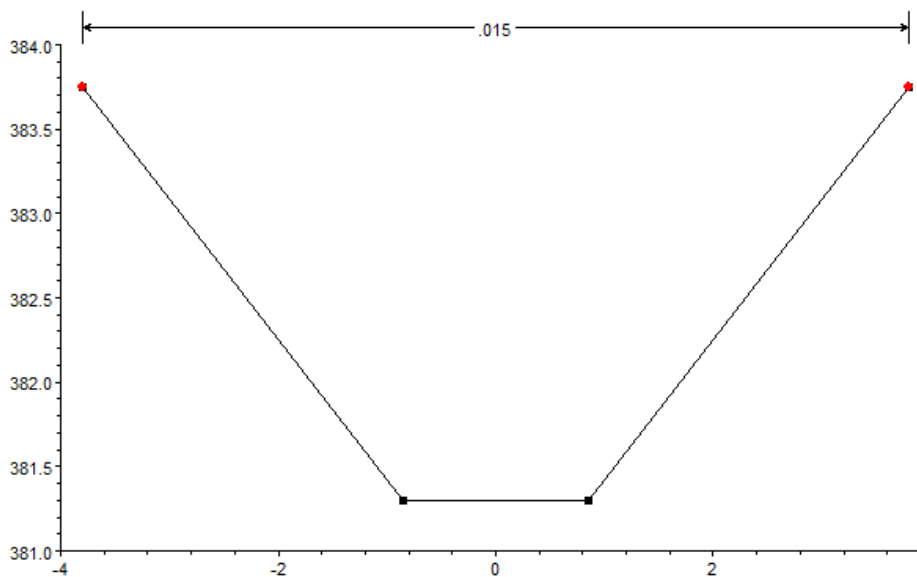


Figura nº 39. Sección tipo 3, canal del Flumen.

Sección tipo 4: Sección trapezoidal, de base inferior de 5,40 metros, base superior 10,30 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

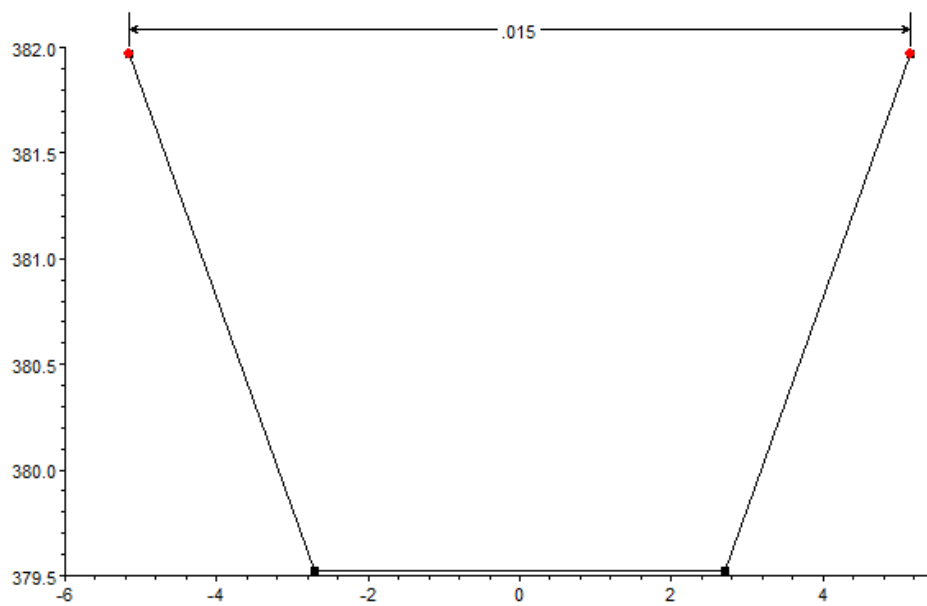


Figura nº 40. Sección tipo 4, canal del Flumen.

Sección tipo 5: Sección trapezoidal, de base inferior de 3,50 metros, base superior 8,40 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

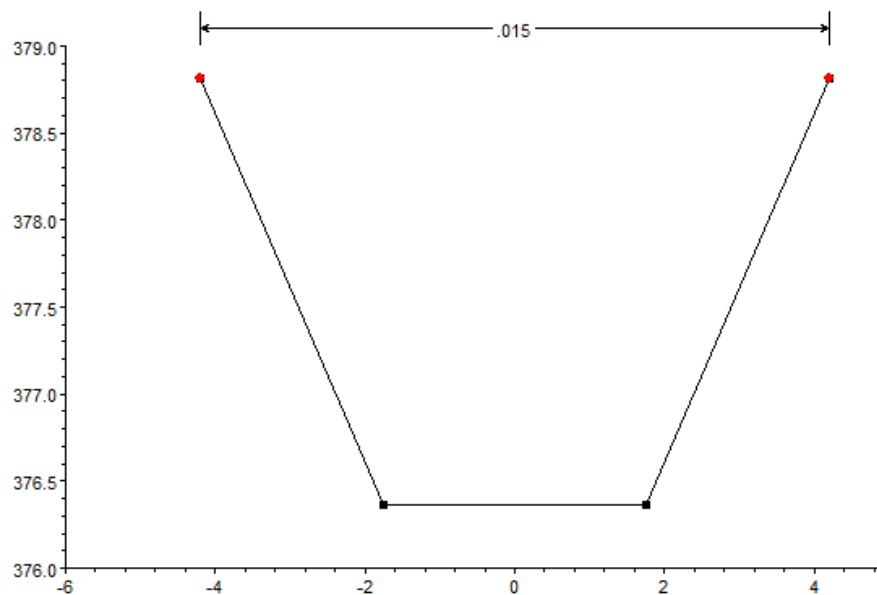


Figura nº 41. Sección tipo 5, canal del Flumen.

Sección tipo 6: Sección trapezoidal, de base inferior entre 1,8 y 1,9 metros, base superior entre 6,7 y 7,5 metros y altura 2,45 metros. Se muestra en la siguiente figura:

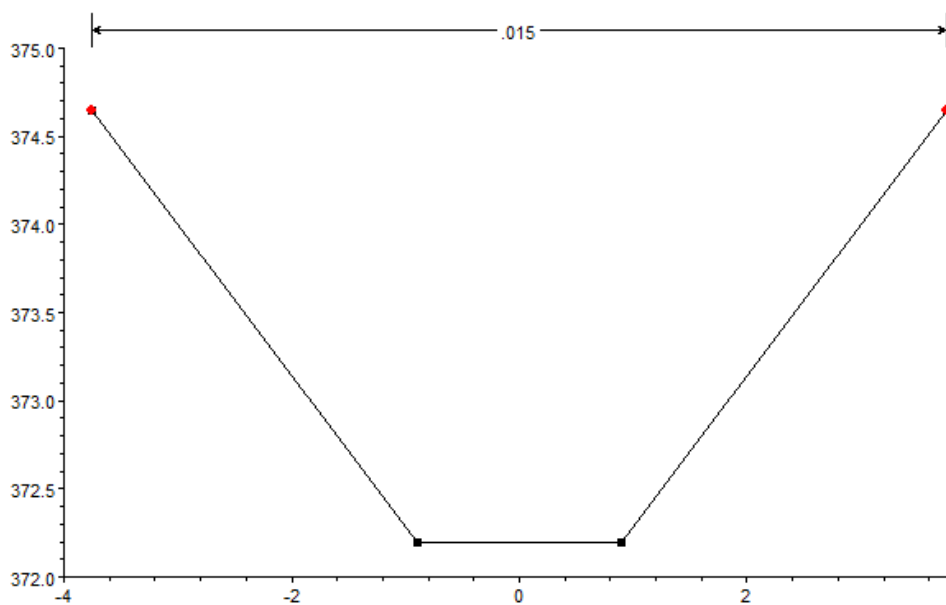


Figura nº 42. Sección tipo 6, canal del Flumen.

Sección tipo 7: Sección rectangular, de base inferior entre 4 y 5,60 metros, altura 1,95 metros. Ejemplo de dicha sección:

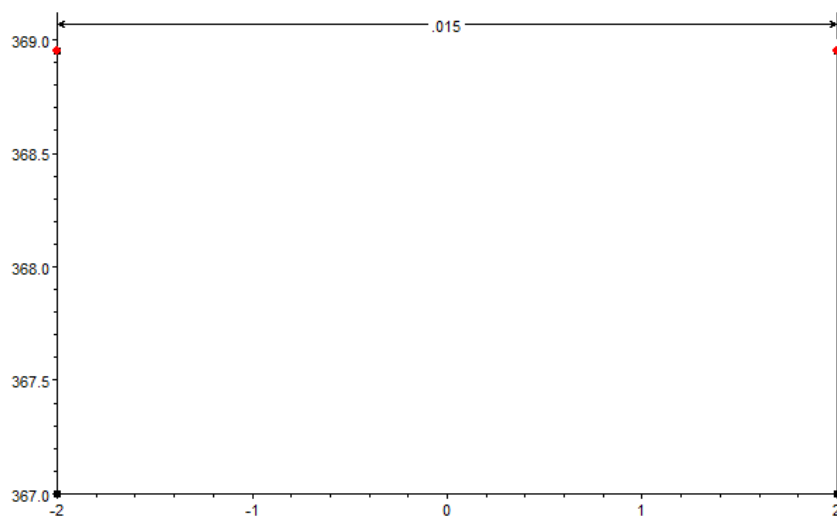


Figura nº 43. Sección tipo 7, canal del Flumen.

Sección tipo 8: Sección trapezoidal, de base inferior 1,9 metros, base superior entre 4,90 y 5,40 metros y altura entre 1,50 y 1,75 metros. Se muestra en la siguiente figura:

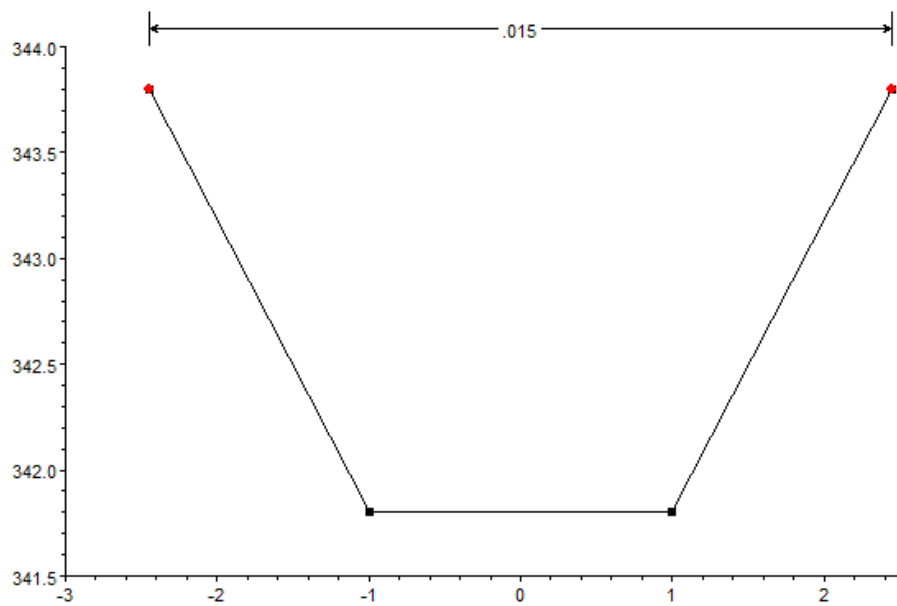


Figura nº 44. Sección tipo 8, canal del Flumen.

2.2.2.5 Canal de Sástago

Este canal se inicia en el kilómetro P.K 92 +500 metros del canal de Monegros. Tiene una longitud total aproximada de 12 kilómetros y 800 metros. Tiene una pendiente media de 0,00034, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de base inferior entre 4 y 5 metros, base superior entre 9,4 y 9,6 metros y altura entre 3,4 y 3,9 metros.

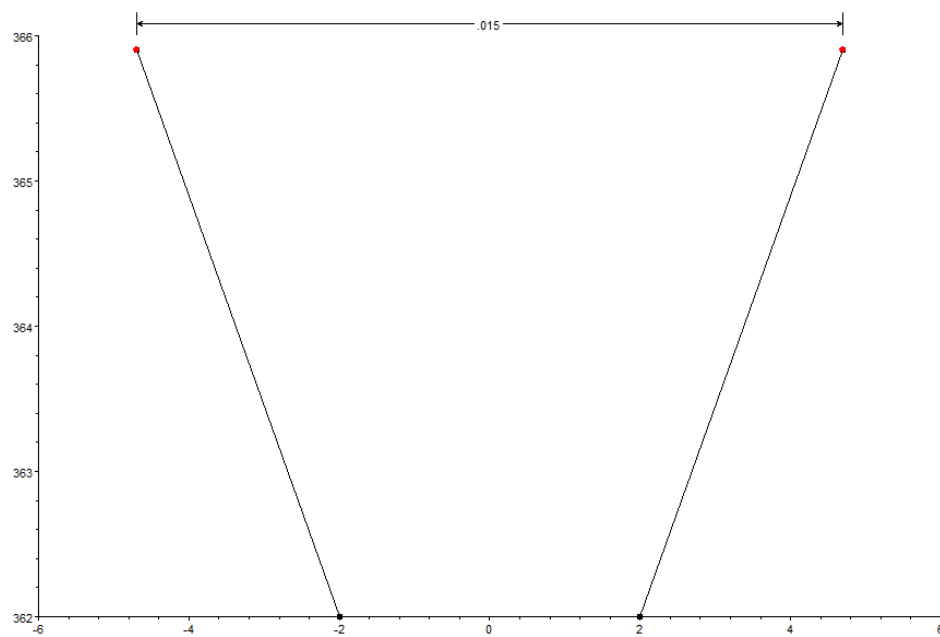


Figura nº 45. Sección tipo 1, canal del Sástago.

Sección tipo 2: Sección rectangular de 10 metros de base y 3,7 metros de altura.

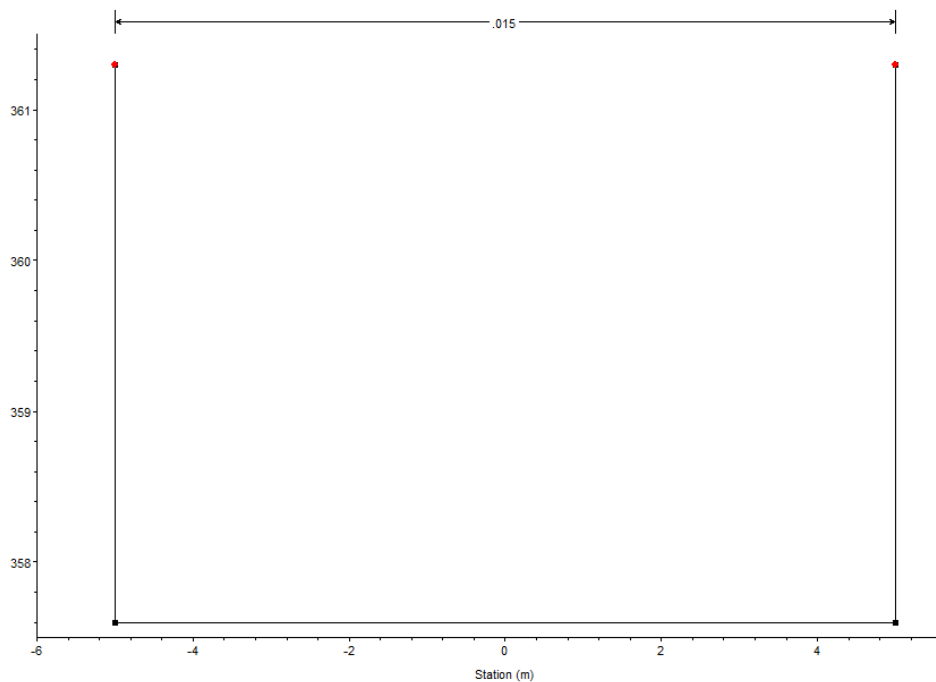


Figura nº 46. Sección tipo 2, canal del Sástago.

2.2.2.6 Canal del Cinca

Este gran canal se inicia en la presa del embalse de El Grado, y va en dirección Oeste hasta unirse con el canal de Monegros en el denominado *abrazo de Tardienta*. Tiene una longitud aproximada de 89 kilómetros y 600 metros, y una pendiente media de 0,00036, en tanto por uno. Está dividido en cinco tramos: '0', '1', '2.1', '2.2', y '3'. A continuación se describen:

Tramo 0

Se inicia en la presa de El Grado y finaliza aproximadamente en el P.K. 4 + 600 metros. Por tanto su longitud aproximada es de 4.600 metros, siendo su pendiente media de 0,00039, en tanto por uno.

Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección rectangular de 9 metros de base y 7 metros de altura. Se muestra a continuación:

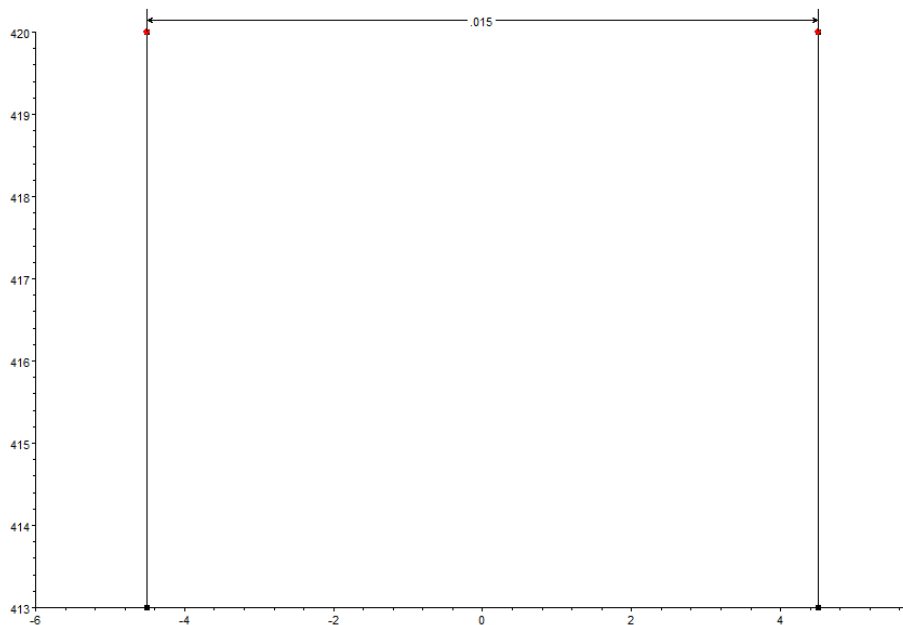


Figura nº 47. Sección tipo 1, tramo 0, canal del Cinca.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de 7 metros de base inferior, 9 metro de base superior y 4,5 metros de altura. Se muestra a continuación:

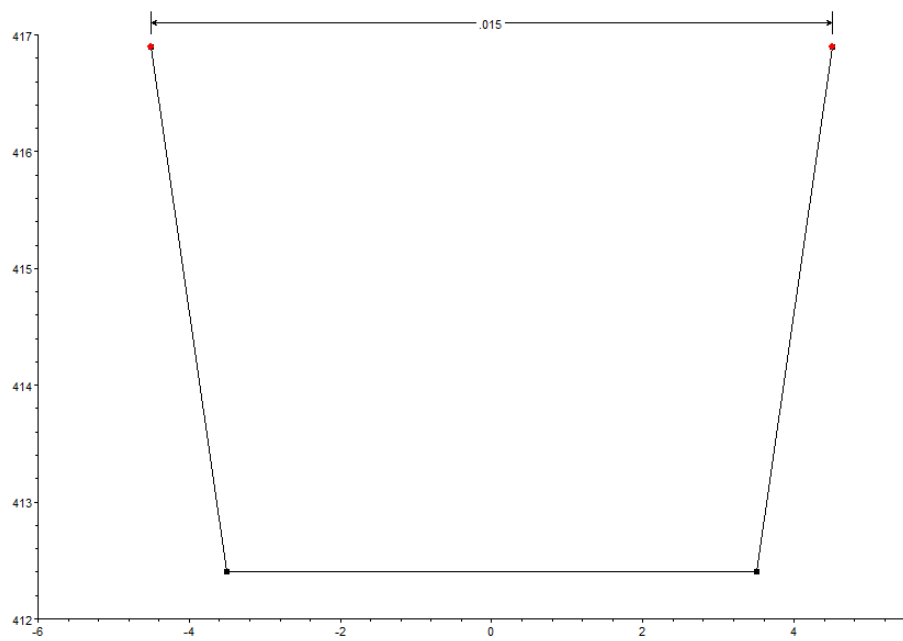


Figura nº 48. Sección tipo 2, tramo 0, canal del Cinca.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal de 2,90 metros de base inferior, 16,40 metro de base superior y 4,5 metros de altura. Se muestra a continuación:

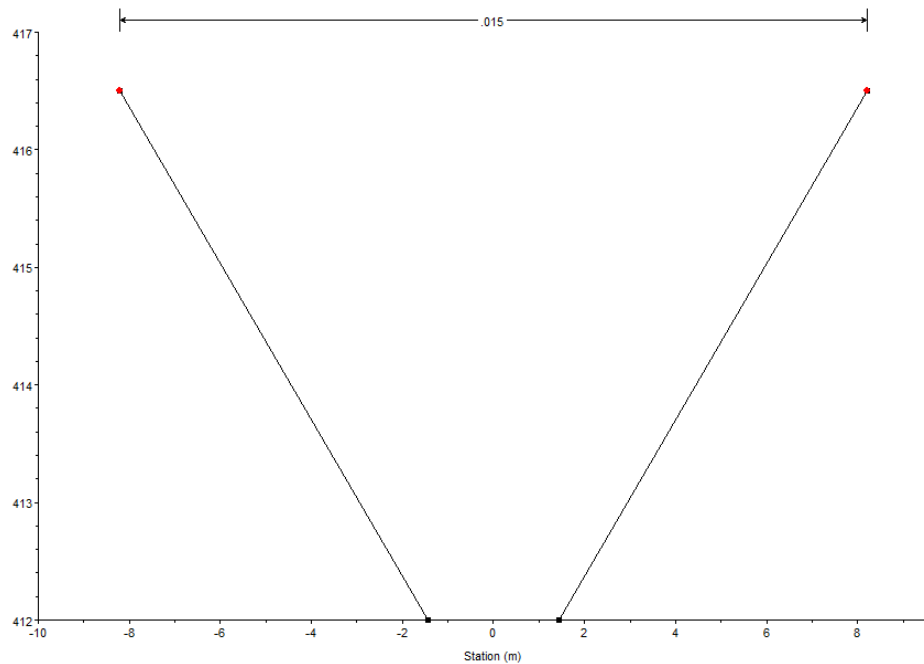


Figura nº 49. Sección tipo 3, tramo 0, canal del Cinca.

Tramo 1

Se inicia en el P.K. 4 + 600 metros y finaliza en el P.K. 21 + 400 metros. Su longitud aproximada es de 16.800 metros, siendo su pendiente media de 0,00049, en tanto por uno.

Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de 7 metros de base inferior, 9 metro de base superior y 4,5 metros de altura. Se muestra a continuación:

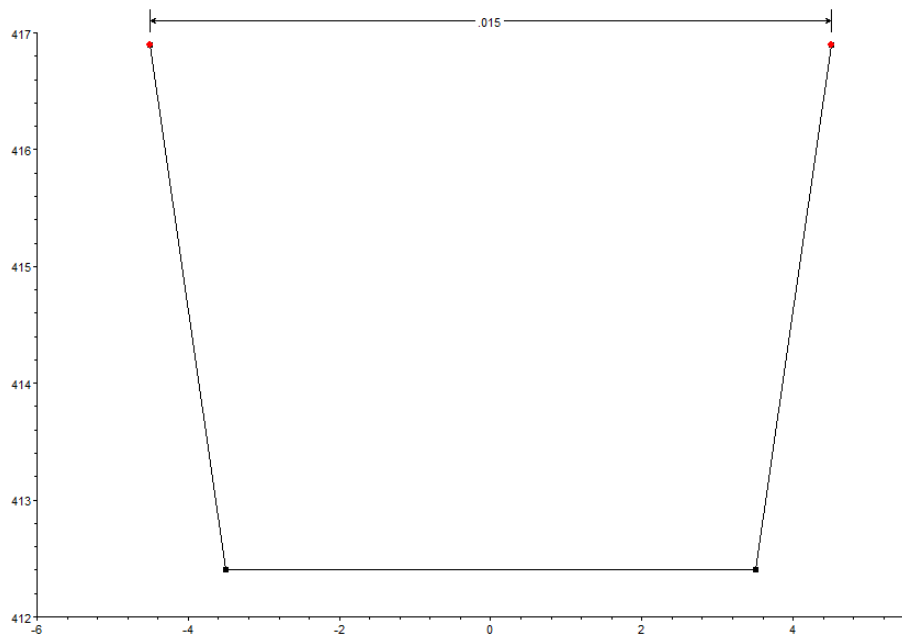


Figura nº 50. Sección tipo 1, tramo 1, canal del Cinca.

Sección tipo 2: Sección rectangular de 9 metros de base y 7 metros de altura. Se muestra a continuación:

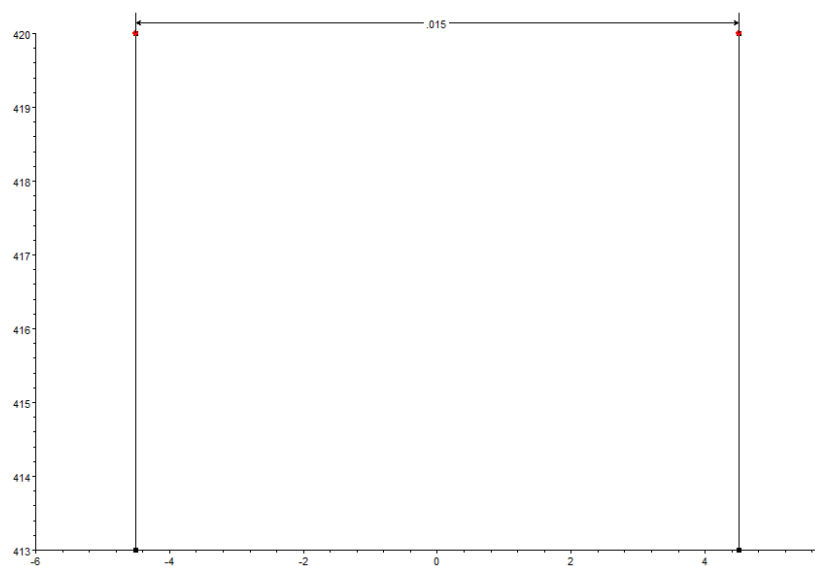


Figura nº 51. Sección tipo 2, tramo 1, canal del Cinca.

Tramo 2.1

Se inicia en el P.K. 21 + 400 metros y finaliza en el P.K. 30 + 700 metros. Su longitud aproximada es de 9.300 metros, siendo su pendiente media de 0,00043, en tanto por uno.

Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección rectangular de entre 8 y 8,20 metros de base y entre 4 y 4,20 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.



Figura nº 52. Sección tipo 1, tramo 2.1, canal del Cinca.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de 8 metros de base inferior, 21,50 metro de base superior y 4,5 metros de altura. Se muestra a continuación:

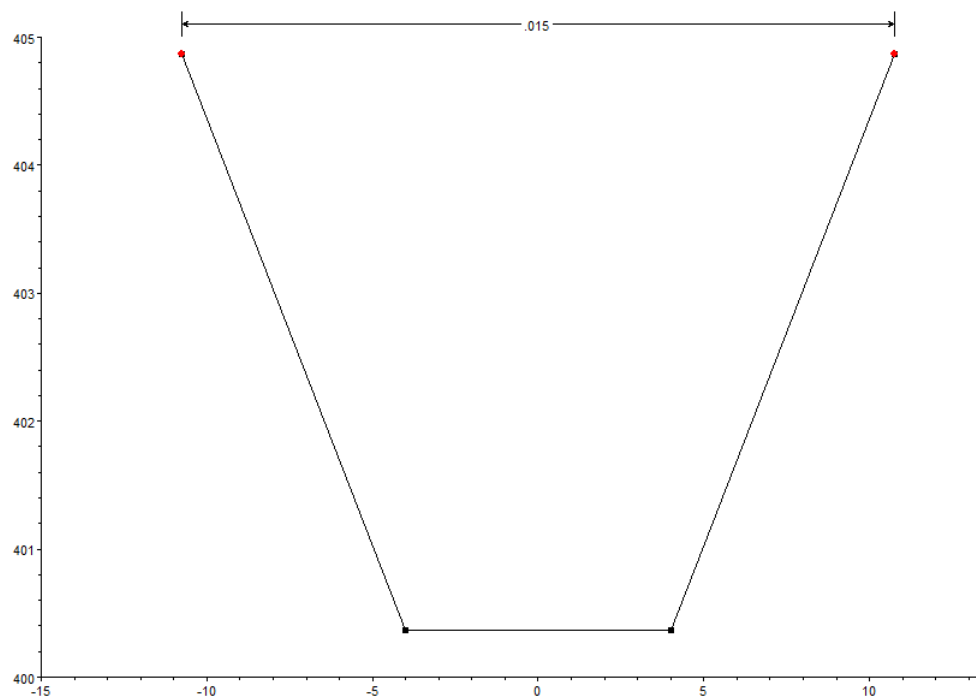


Figura nº 53. Sección tipo 2, tramo 2.1, canal del Cinca.

Sección tipo 3: Sección trapezoidal de 5,80 metros de base inferior, 6,60 metro de base superior y 4 metros de altura. Se muestra a continuación:

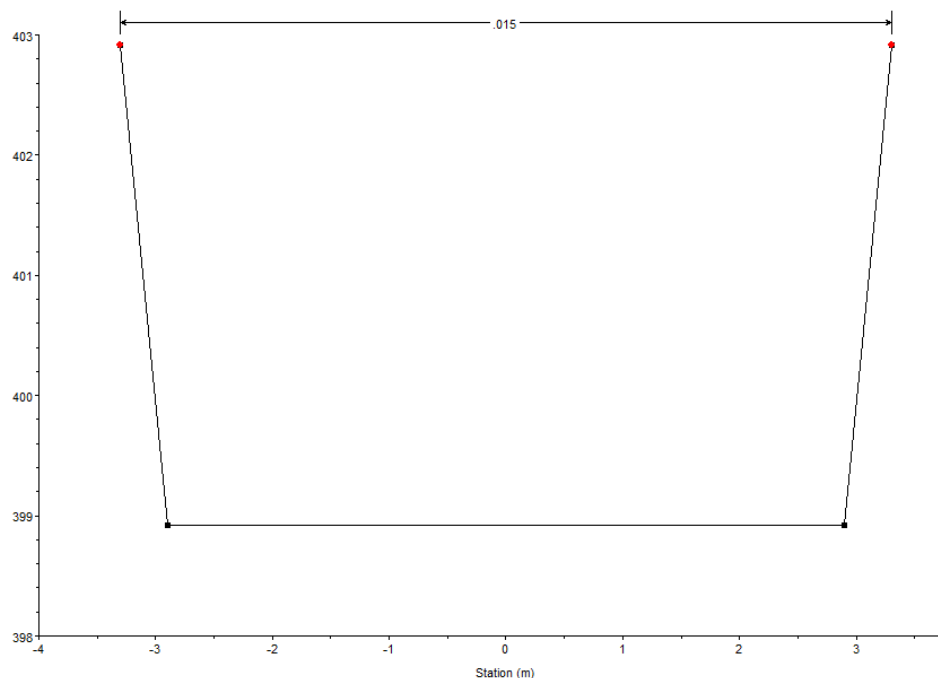


Figura nº 54. Sección tipo 3, tramo 2.1, canal del Cinca.

Tramo 2.2

Se inicia en el P.K. 30 + 700 metros y finaliza en el P.K. 38 + 100 metros. Su longitud aproximada es de 7.400 metros, siendo su pendiente media de 0,0005, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes:

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de 5,80 metros de base inferior, 6,60 metro de base superior y 4 metros de altura. Se muestra a continuación:

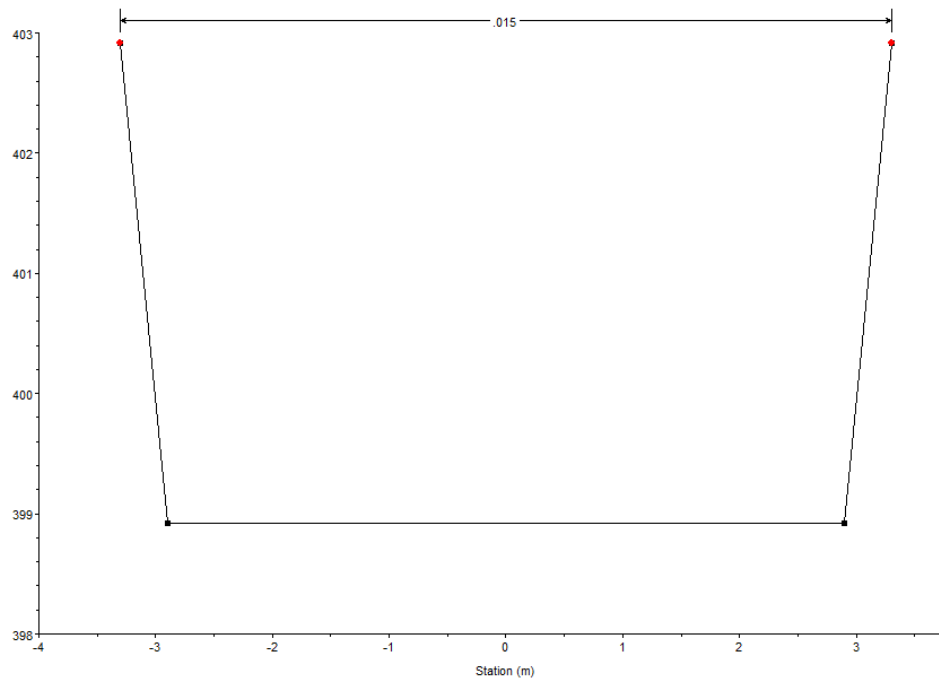


Figura nº 55. Sección tipo 1, tramo 2.2, canal del Cinca.

Sección tipo 2: Sección rectangular de entre 6,20 y 7 metros de base y 4 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

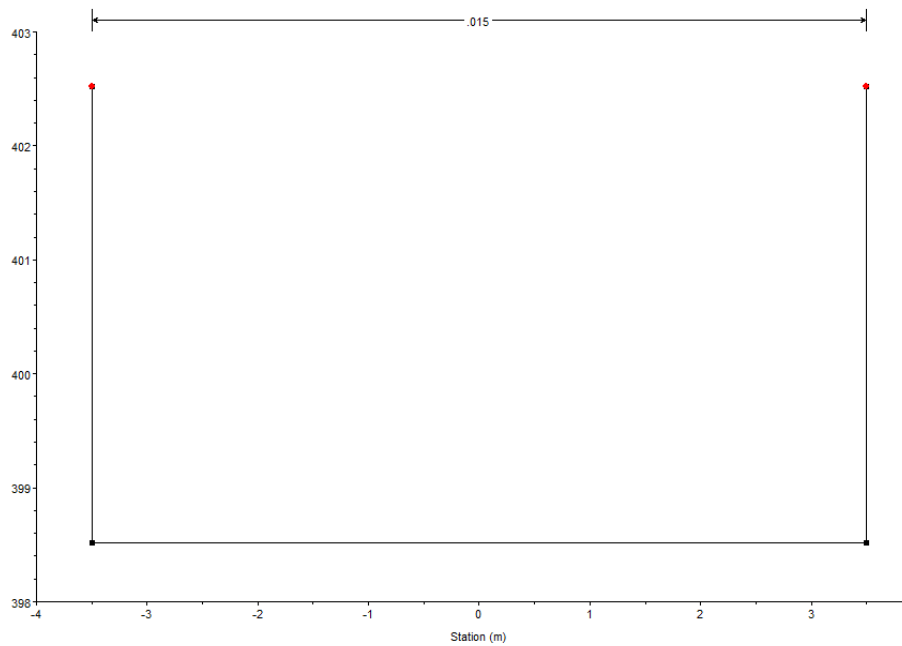


Figura nº 56. Sección tipo 2, tramo 2.2, canal del Cinca.

Tramo 3

Inicia su recorrido en el P.K. 38 + 100 metros y finaliza en el P.K. 89 + 600 metros, en el denominado *abrazo de Tardienta*, donde se une al canal de Monegros. Tiene una longitud aproximada de 51 kilómetros y 500 metros y una pendiente media de 0,00023, en tanto por uno.

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de entre 4,60 y 4,70 metros de base inferior, 8,20 metro de base superior y entre 4,50 y 4,70 metros de altura. Corresponde al acueducto del Alcanadre. Se muestra a continuación:

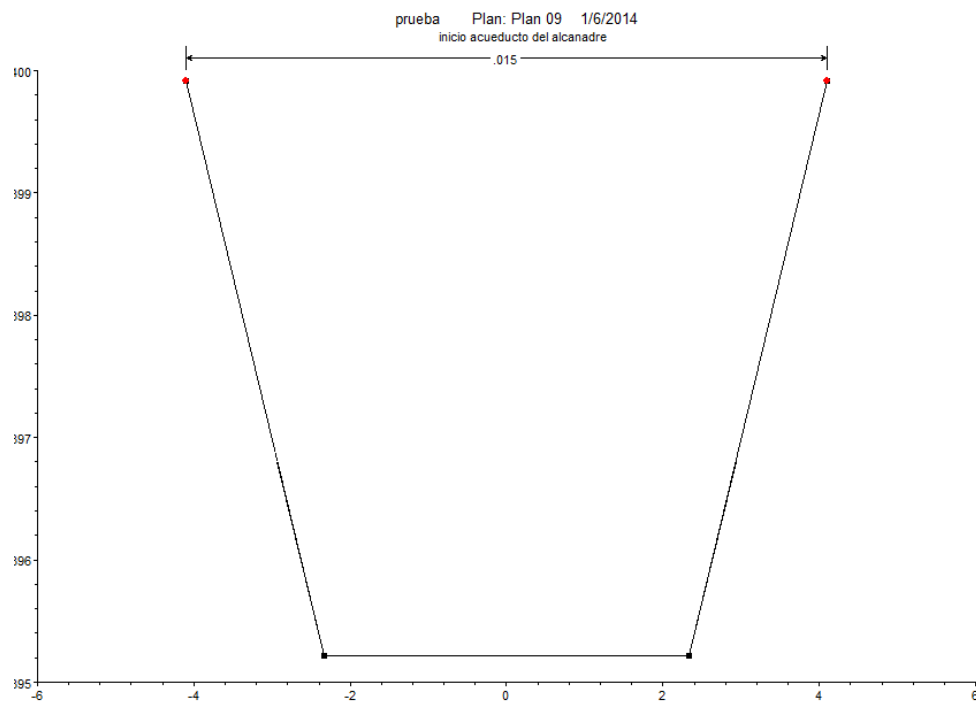


Figura nº 57. Sección tipo 1, tramo 3, canal del Cinca.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de 5,60 metros de base inferior, 6,50 metros de base superior y 4,70 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

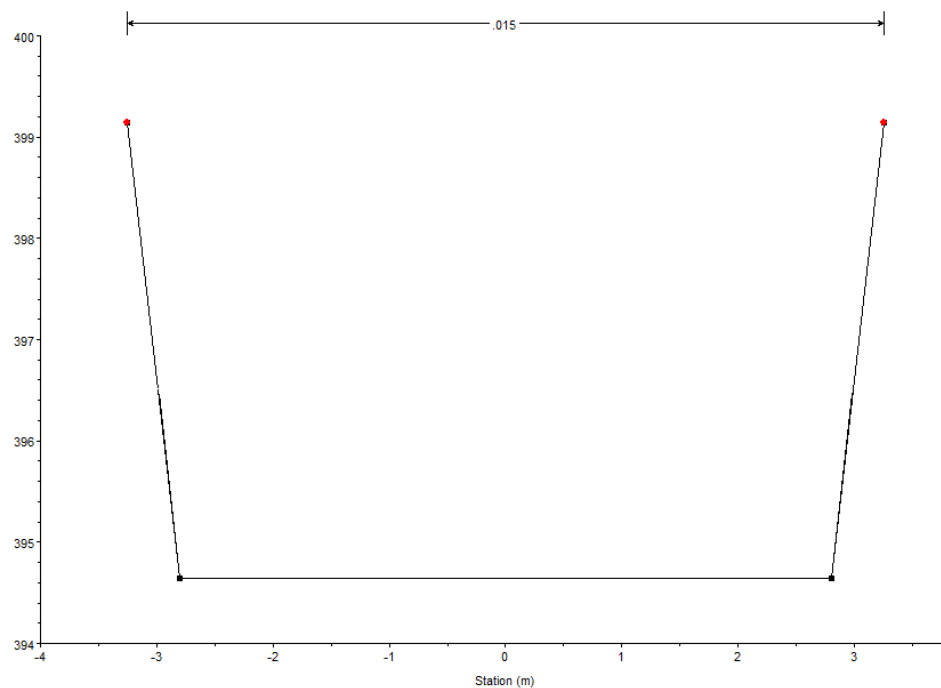


Figura nº 58. Sección tipo 2, tramo 3, canal del Cinca.

Sección tipo 3: Sección semicircular de radio 2,80 metros. Se muestra a continuación un ejemplo.

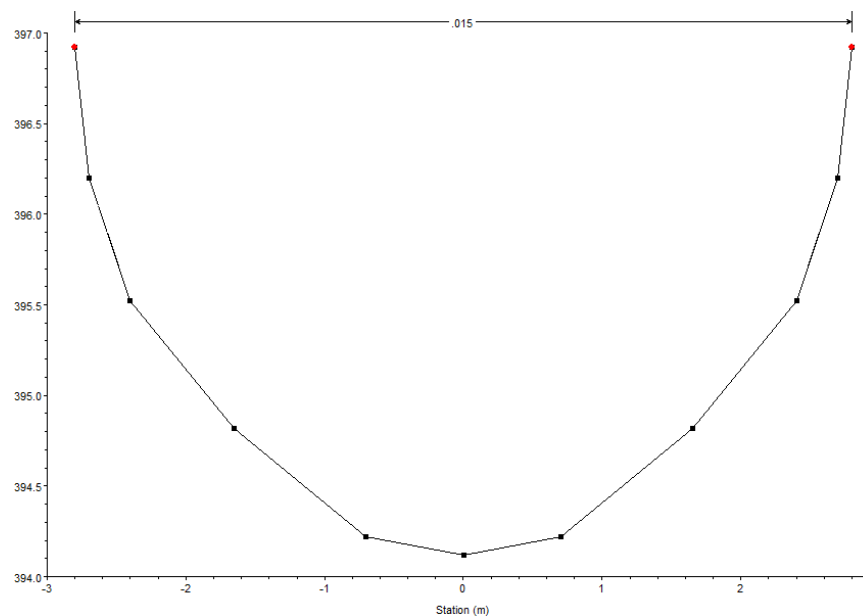


Figura nº 59. Sección tipo 3, tramo 3, canal del Cinca.

Sección tipo 4: Sección trapezoidal de 4,20 metros de base inferior, 17,40 metros de base superior y 4,50 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

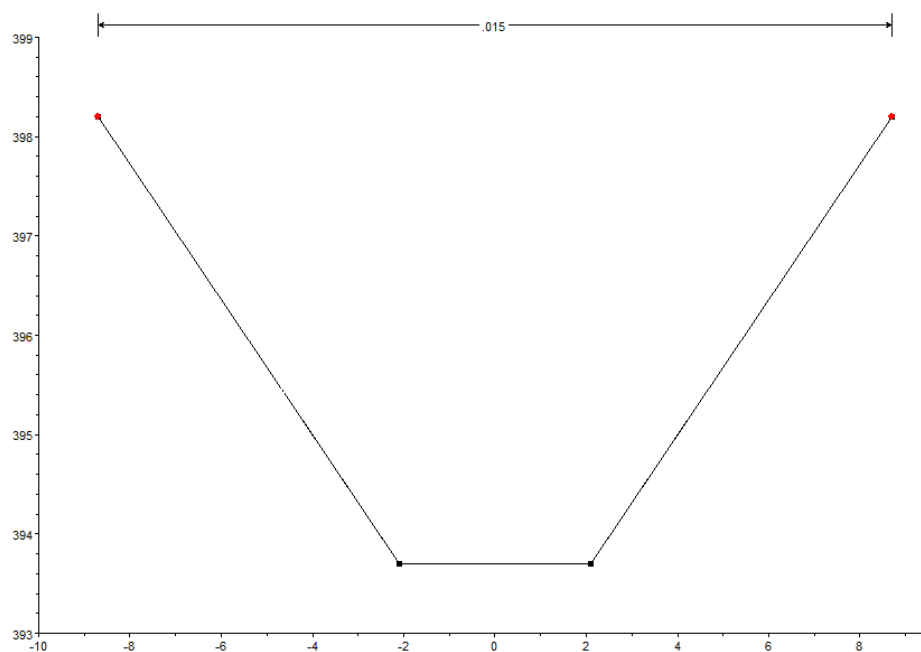


Figura nº 60. Sección tipo 4, tramo 3, canal del Cinca.

2.2.2.7 Canal de El grado 2

Este canal se inicia el P.K. 4 + 600 metros del canal del Cinca, desde las compuertas del Rapinar hasta el Embalse de El Grado 2. Tiene una longitud aproximada de 3 kilómetros y 500 metros, y una pendiente media de 0,00051, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes.

Sección tipo: Sección rectangular de entre 7,50 y 8,50 metros de base y 2 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

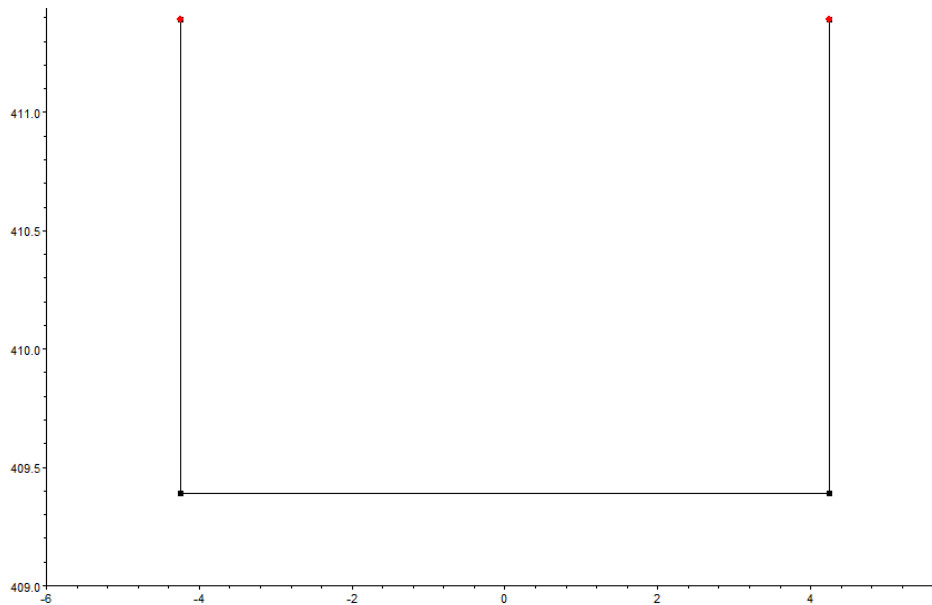


Figura nº 61. Sección tipo, canal de El Grado 2.

2.2.2.8 Acequia de Selgua

Este canal se inicia el P.K. 21 + 400 metros del canal del Cinca. Tiene una longitud aproximada total de casi 40 kilómetros. No obstante actualmente sólo están en uso los primeros 19 kilómetros y 100 metros, que son los que quedan implementados en la simulación. Tienen una pendiente media de 0,00071, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes.

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de base inferior de 2,64 metros, base superior de 3,32 metros de base y 2 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

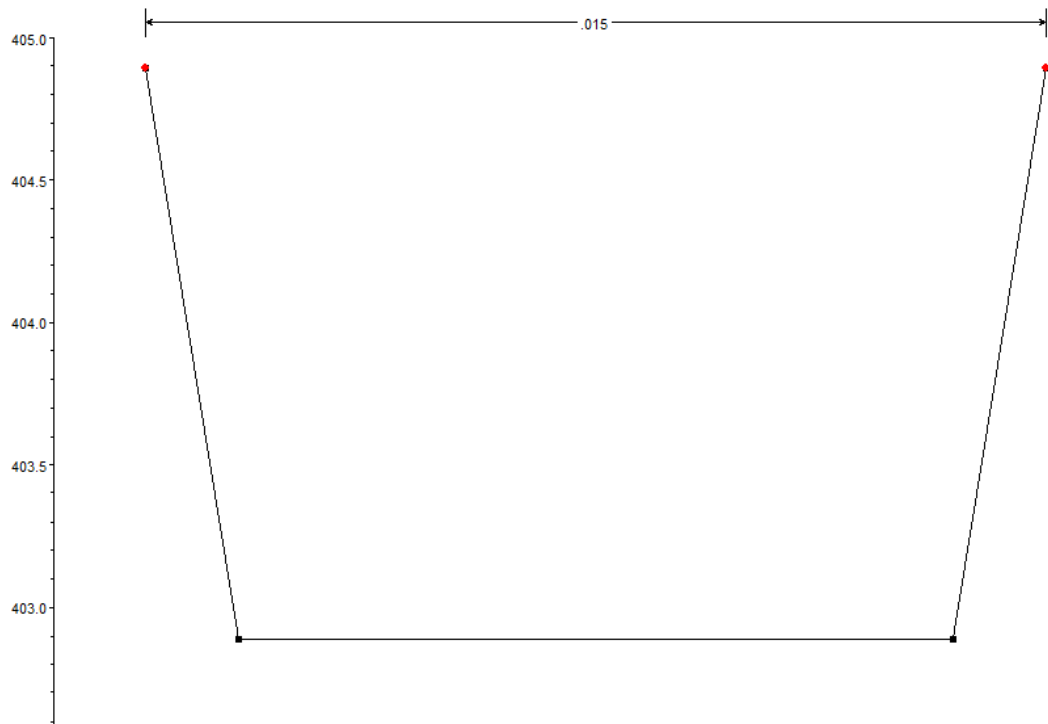


Figura nº 62. Sección tipo 1, acequia de Selgua.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de base inferior de 0.96-1,06 metros, base superior de 6.96-7,06 metros de base y 2 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

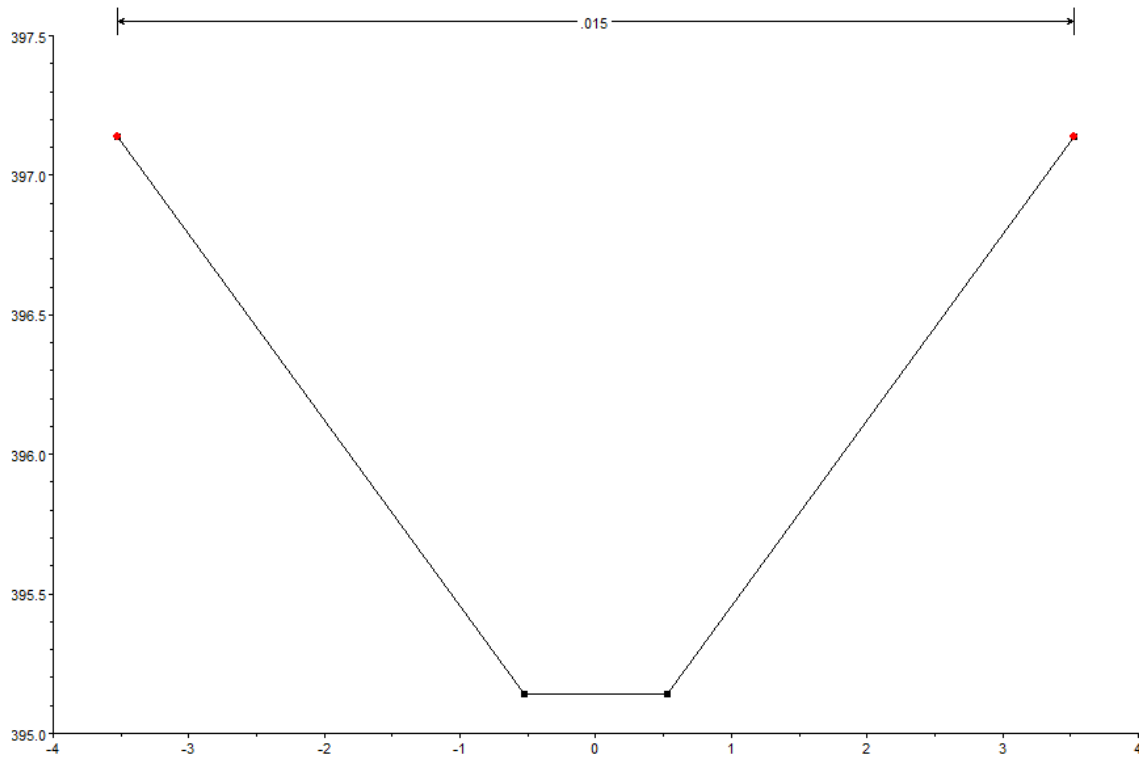


Figura nº 63. Sección tipo 2, acequia de Selgua.

2.2.2.9 Canal de Terreu

Este canal se inicia el P.K. 30 + 700 metros del canal del Cinca. Tiene una longitud aproximada total de 50 kilómetros y 200 metros. Este canal ha sufrido modificaciones y reparaciones desde 2004. No obstante no se tendrán en cuenta dichas modificaciones ya que incluyen el entubado de varios tramos y el programa informático HEC-RAS no está diseñado para realizar cálculos en tales condiciones.

La información empleada es del proyecto constructivo inicial, pero se obviarán los tramos donde existen centrales hidroeléctricas, uniendo los puntos de canal antes y después de dichas centrales. También se obviarán los tramos con 'rápidos' que pueden suponer dificultades en las simulaciones que se realizarán.

Por tanto la similitud de este canal implementado con el canal real es muy reducida.

Tienen una pendiente media de 0,0029, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes.

Sección tipo 1: Sección rectangular de 7 metros de base y 1,80 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

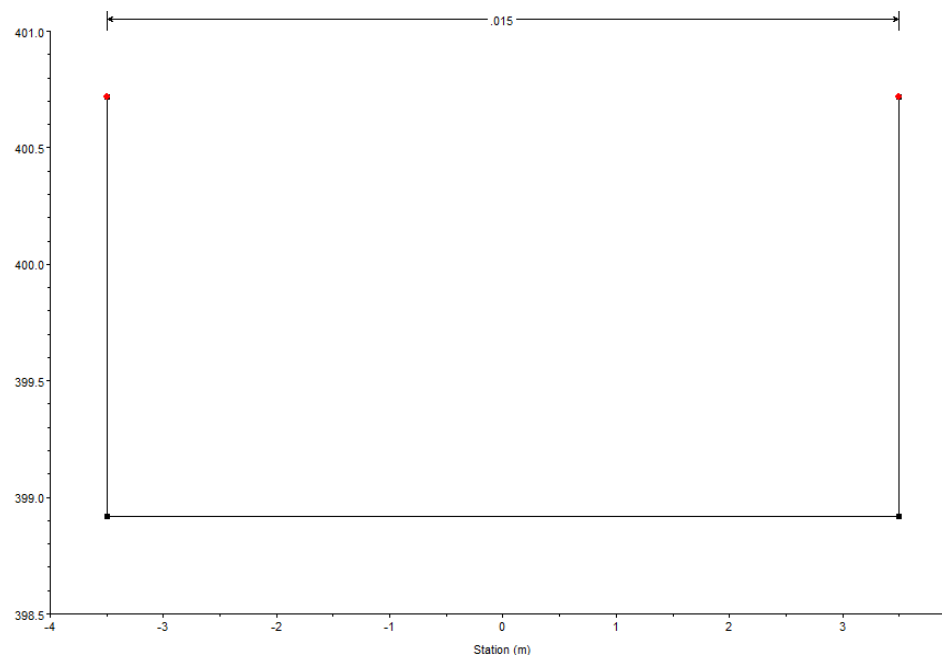


Figura nº 64. Sección tipo 1, canal de Terreu.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de base inferior de 4,50 metros, base superior de 5,70 metros de base y 2,30 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

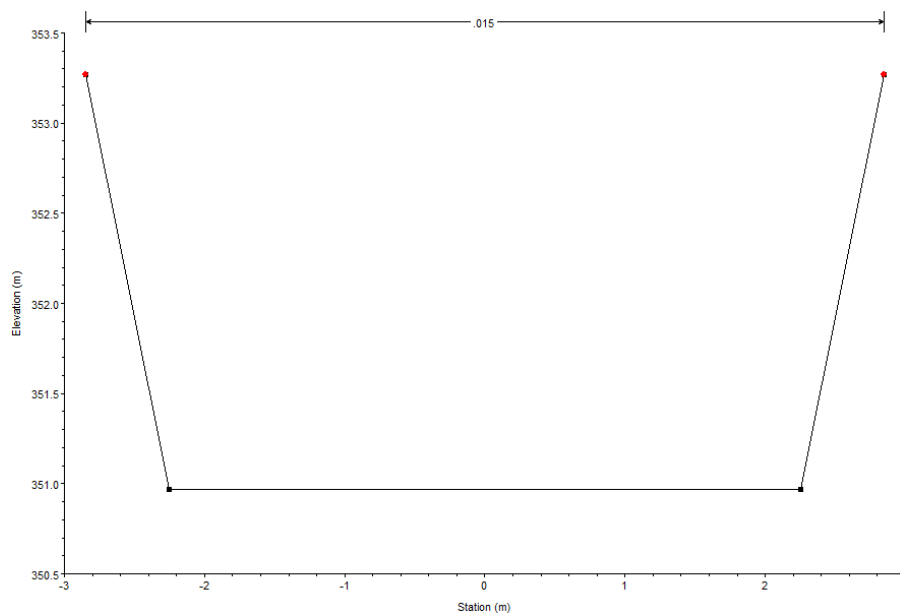


Figura nº 65. Sección tipo 2, canal de Terreu.

Sección tipo 3: Sección semicircular de radio 2,50 metros. Un ejemplo a continuación.

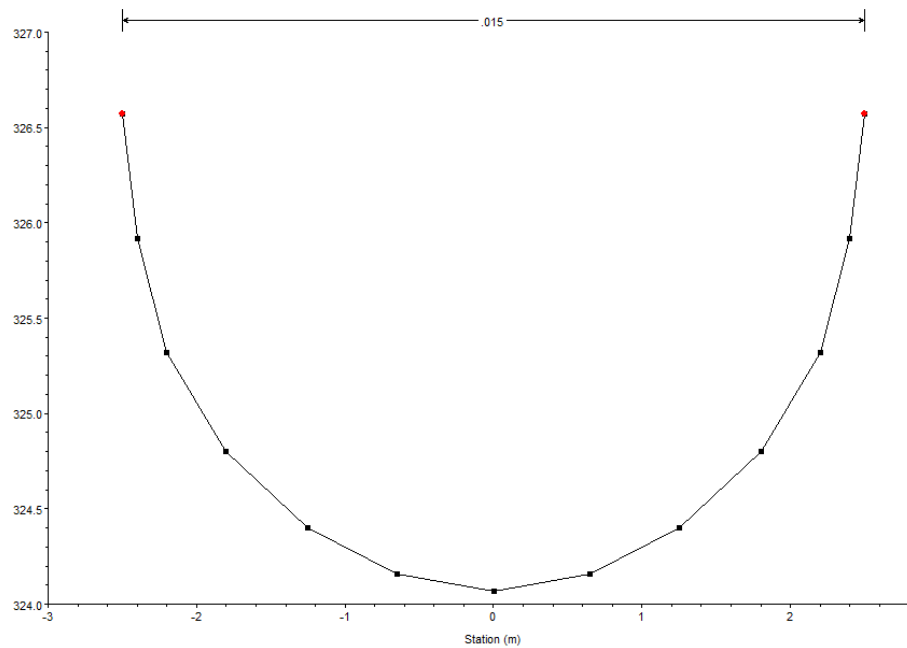


Figura nº 66. Sección tipo 3, canal de Terreu.

2.2.2.10 Canal de Pertusa

Este canal se inicia el P.K. 38 + 100 metros del canal del Cinca. Tiene una longitud aproximada total de 30 kilómetros. Tienen una pendiente media de 0,00063, en tanto por uno. Las secciones tipo son las siguientes.

Sección tipo 1: Sección trapezoidal de entre 3,70 - 4,06 metros de base inferior, entre 4,20 - 4,54 metros de base superior y entre 2,15 - 2,40 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

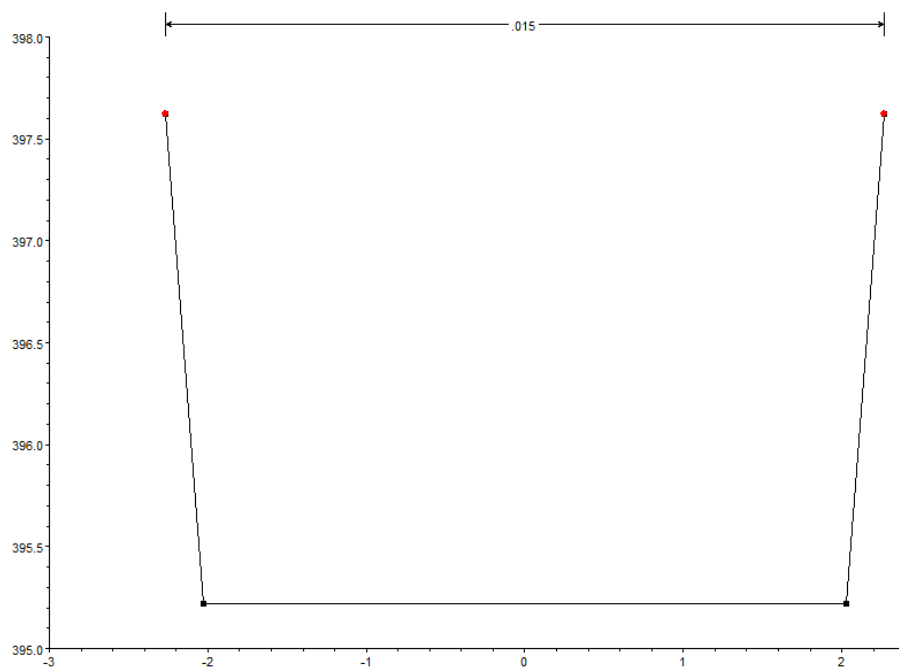


Figura nº 67. Sección tipo 1, canal de Pertusa.

Sección tipo 2: Sección trapezoidal de entre 1,10 – 1,42 metros de base inferior, entre 5,50 - 8,40 metros de base superior y entre 1,50 - 2,40 metros de altura. Se muestra a continuación un ejemplo.

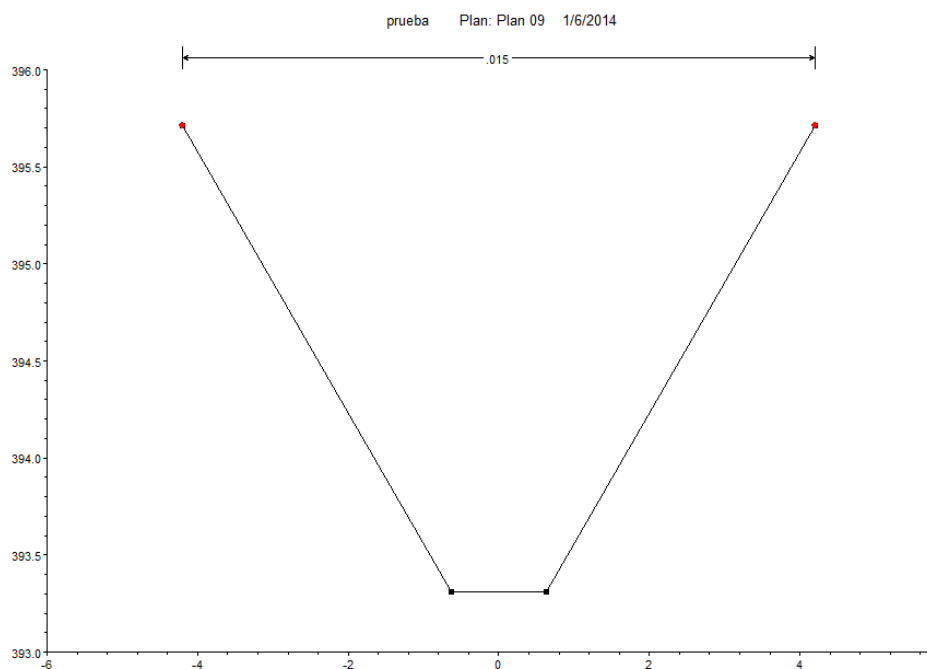


Figura nº 68. Sección tipo 2, canal de Pertusa.

Sección tipo 3: Sección circular de radio 2 metros. Se muestra a continuación.

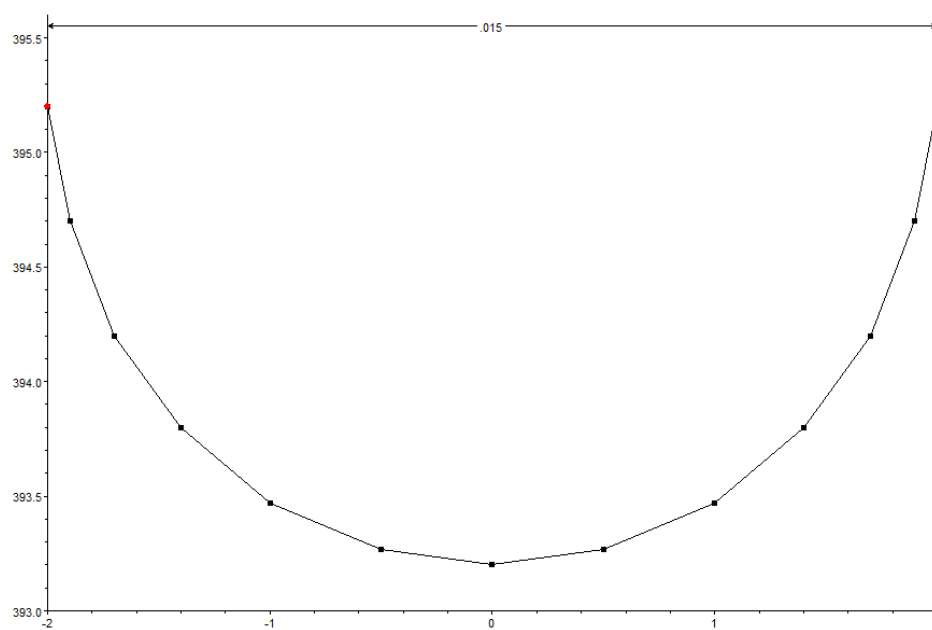


Figura nº 69. Sección tipo 3, canal de Pertusa.

2.2.3 Ubicación geográfica de los canales

Mediante un mapa de los canales principales de la Comunidad General de Regantes de Riegos del Alto Aragón se ha realizado el trazado mediante HEC-RAS de dichos canales tomando de referencia el trazado que se detalla en el mapa mencionado. Con una resolución de 5432 x 5636 píxeles el mapa empleado ha sido el siguiente:

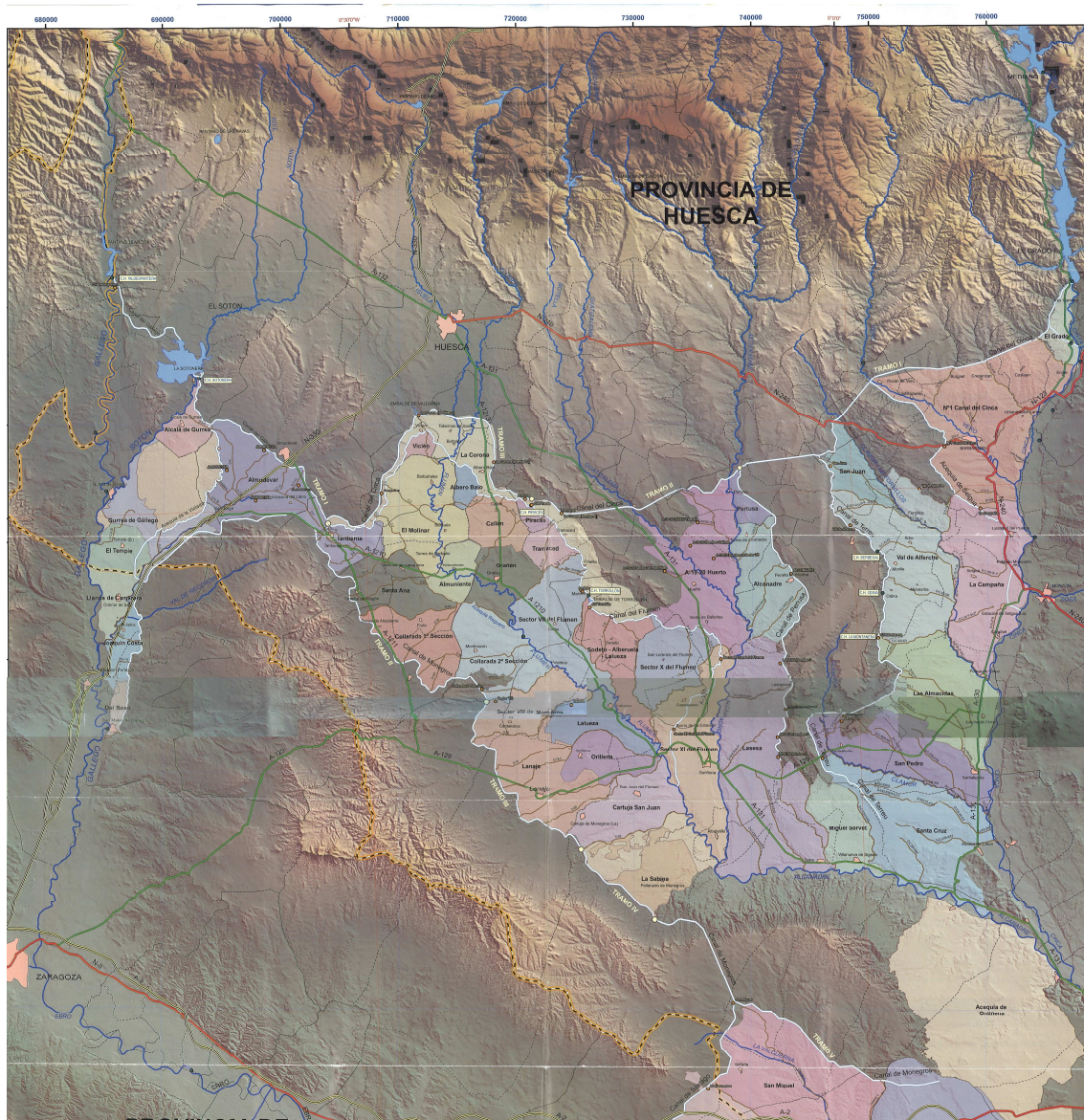


Figura nº 70. Mapa del trazado de los canales estudiados.

La función empleada del programa HEC-RAS es la de *'Add / edit background pictures for the schematic'*, de la ventana de Edición Geométrica, la cual permite poner una imagen de fondo para realizar el trazado de los canales con más precisión.

Del mismo modo se puede asegurar una relación adecuada entre la escala del mapa empleado y la escala del esquema trazado en HEC-RAS. Esto es posible mediante el uso de un archivo tipo ‘.jgw’.

Este archivo se puede generar y editar como un archivo de texto tipo ‘*Bloc de notas*’ del sistema operativo Windows. Se introduce una serie de valores en ese archivo de texto y se cambia la extensión del archivo, de ‘.txt’ a ‘.jgw’.

Los valores a introducir son los siguientes:

En la primera línea se pone un valor equivalente a el ancho de un píxel medido en unidades de HEC-RAS, por tanto en metros, que es como debemos tenerlo configurado.

En la segunda y tercera línea se introducen valores de rotación de la imagen. Para no rotarla en ambos se introduce ‘0’. En la cuarta línea se introduce el alto de un píxel medido en unidades de HEC-RAS con un signo negativo delante. En la quinta línea se introduce la coordenada ‘x’ del píxel superior izquierdo del mapa, y en la sexta línea la coordenada ‘y’ del píxel superior izquierdo.

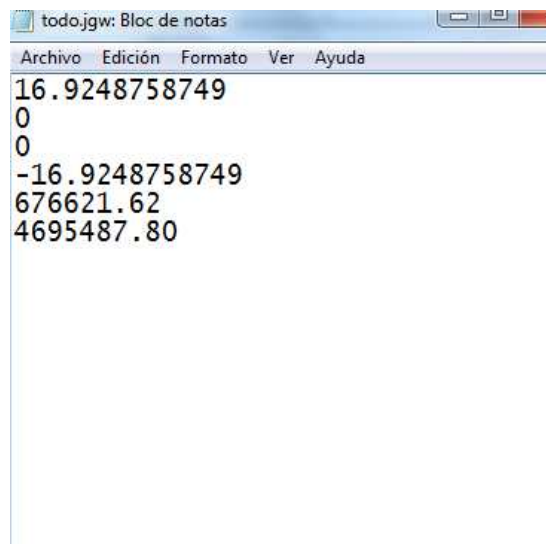


Figura nº 71. Ejemplo del archivo para la geoposición del mapa

De este modo se asegura que las coordenadas de los puntos del trazado de los canales en el HEC-RAS coincidirán con las coordenadas UTM de estos puntos.

He aquí un ejemplo: El trazado del canal ‘El grado 2’ mostrado en la siguiente figura junto a la población de El grado:



Figura nº 72. Trazado de varios canales mediante polilíneas

Este canal traza la polilínea roja de la derecha, siendo las coordenadas UTM de los puntos que forman la línea descritas en la tabla las de los puntos.

Edit reach lines for plan view on schematic plot

River:

RAA

✂

📄

📁

Compute Line Length ...
Filter Line ...

Reach:

El grado 2

Set number of rows in table
Flip Coord Order

Selected Area Edit Options

Add Constant ...

Multiply Factor ...

Set Values ...

Replace ...

	Schematic X	Schematic Y
1	765379.4439894	4668184.281727
2	765633.4729572	4667907.0554638
3	766148.364138	4667425.5987752
4	766442.5876699	4667138.0621418
5	766663.2553188	4666904.0206959
6	767097.9037182	4666716.7875393
7	767860.2101418	4666322.2605306
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		

OK

Cancel

Help

Figura nº 73. Tabla de coordenadas UTM de los puntos del trazado.

3.- Simulaciones hidráulicas realizadas y resultados

Una vez introducida la geometría de los canales en el programa informático HEC-RAS se procederá a realizar una serie de simulaciones hidráulicas. Estas consistirán en el estudio de escenarios rutinarios, como la capacidad de transporte y tiempos de llegada de un aumento de caudal, y de escenarios excepcionales como por ejemplo la rotura de un acueducto, con la caracterización de la pérdida de agua producida en tal situación.

En adelante se detallarán los escenarios estudiados, las condiciones en las que se considerará su estudio, la información requerida por el programa HEC-RAS para su estudio, así como las suposiciones y aproximaciones consideradas para cada caso.

3.1 Simulación de escenarios rutinarios.

Los escenarios rutinarios que se estudiarán a continuación son los siguientes:

- Capacidad de transporte de cada canal, en estado estacionario.
- Retardo y atenuación de un aumento de caudal, hasta el final de todos los canales y acequias estudiadas.
- Retardo de un aumento de caudal en función del embalse “origen”, hasta el final del canal de Monegros.

3.1.1 Capacidad de transporte de los canales

Se medirá la capacidad de transporte de los canales considerando dicha capacidad como el valor del caudal máximo a transportar en estado estacionario, según los resultados que aporte el programa HEC-RAS, sin alcanzar el calado máximo de la sección más desfavorable (más llena) de todas las secciones del canal, respetando un resguardo aproximado del 10% de la sección estudiada. Por ejemplo:

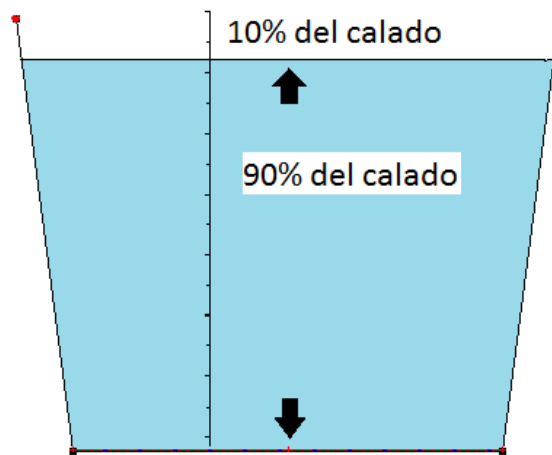


Figura nº 74. Esquema del resguardo considerado.

Para realizar la simulación hidráulica en estado transitorio se han de implementar los siguientes datos:

- Las *condiciones de frontera* ('Boundary conditions') aguas arriba y aguas abajo del tramo de canal a estudiar. Se establecerá en ambas un *calado normal* ('Normal depth'), para el programa solicita la *pendiente de fricción* ('Friction slope'), la cual se establecerá como la pendiente del tramo de canal anterior al estudiado en caso de *condiciones aguas arriba*, y la pendiente del tramo de canal aguas abajo en el caso de *condiciones aguas abajo*, definidas en el apartado 2.2.2. En caso de ser tramos de canal inicial, sin ningún canal aguas arriba, como el inicio del canal de Monegros y el del canal de Cinca, la *condición aguas arriba* será la de la pendiente del propio canal. Del mismo modo en los tramos finales de los canales, cuando no existe canal aguas abajo, las *condiciones aguas abajo* serán también las de *calado normal* con pendiente de fricción equivalente a la del propio canal estudiado.
De este modo aunque se estudien tramos de canal por separado la simulación se realizará del mismo modo que si el canal estuviese unido al resto del sistema de canales de Riegos del Alto Aragón.
- Las condiciones de caudal ('Steady Flow data') del tramo de canal, estableciendo un valor, el cual se aproximará al máximo posible del canal

mediante ensayo y error, hasta dar con el máximo caudal que llene la sección más desfavorable, respetando el resguardo.

En cuanto a los canales de transporte, Canal de Monegros y Canal del Cinca se estudiarán por separado todos sus tramos, ya que presentan diferencias significativas.

3.1.1.1 Canal de Monegros

Este gran canal de transporte presenta diferencias significativas de transporte. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos.

Tramo del canal	Extensión	Capacidad de transporte m^3/s
Monegros 1.1	P.K 0 al P.K. 4+ 400	108
Monegros 1.2	P.K 4+400 al P.K. 20+ 200	77
Monegros 1.3	P.K 20+200 al P.K. 20+ 500	93,5
Monegros 2.1	P.K 20+500 al P.K. 22+ 500	36,5
Monegros 2-3-4	P.K 22+500 al P.K. 92+ 500	45,5
Monegros 5	P.K 92+500 al P.K. 109+ 500	21,5

Tabla 1. Capacidad de transporte de los tramos del canal de Monegros.

En adelante se describen los resultados obtenidos en cada tramo del canal.

Tramo 1.1 del Canal de Monegros- P.K 0 al P.K. 4+ 400

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **108 m^3/s** . La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

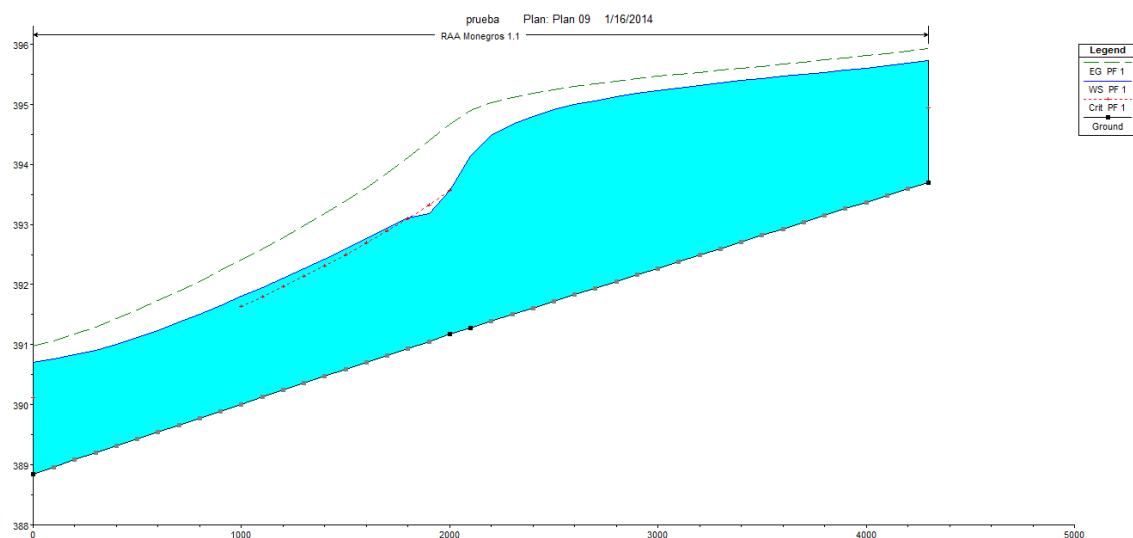


Figura nº 75. Perfil de agua del tramo 1.1 del canal de Monegros.

El punto donde se ha producido dicho canal es el P.K. 1+800, corresponde a una sección trapezoidal.

Tramo 1.2 del Canal de Monegros. - P.K 4+400 al P.K. 20+ 200

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **77 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

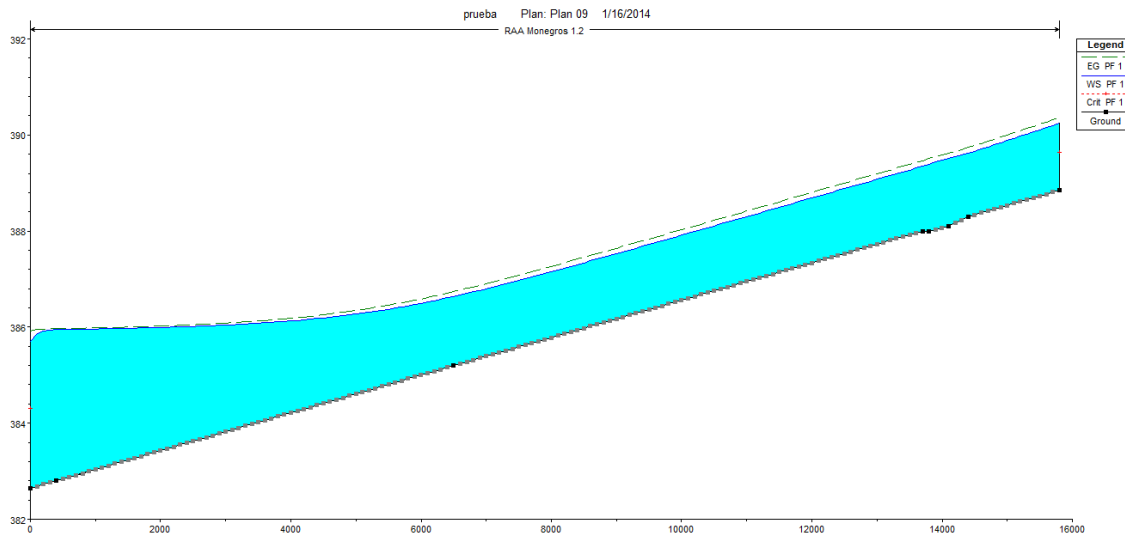


Figura nº 76. Perfil de agua del tramo 1.2 del canal de Monegros.

El punto donde se ha producido dicho canal es el P.K. 19+900, corresponde a una sección trapezoidal.

Tramo 1.3 del Canal de Monegros. P.K 20+200 al P.K. 20+ 500

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **93,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

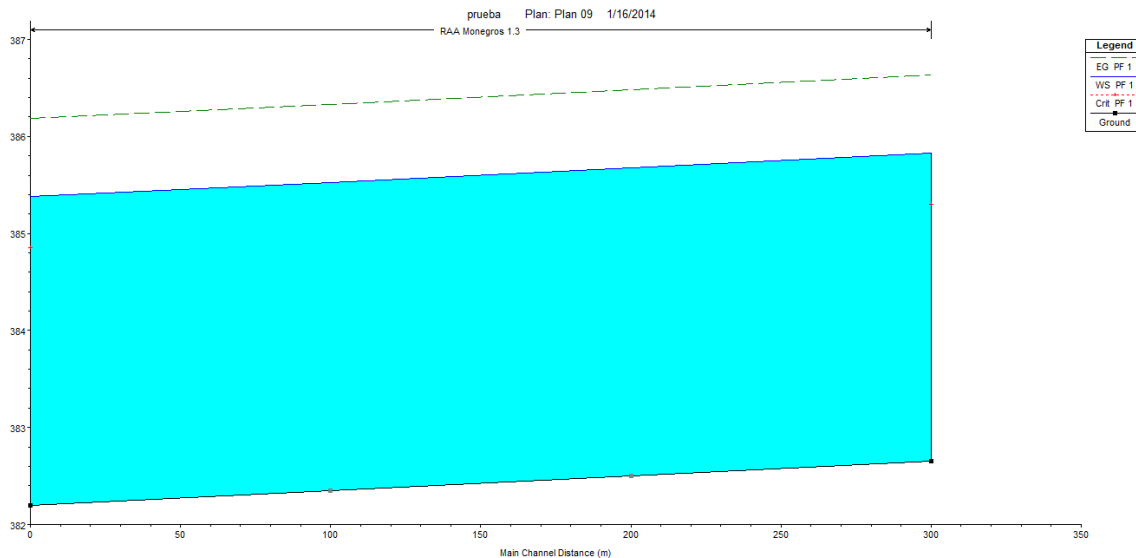


Figura nº 77. Perfil de agua del tramo 1.3 del canal de Monegros.

El punto donde se ha producido dicho canal es el P.K. 20+500, corresponde a una sección trapezoidal.

Tramo 2.1 del Canal de Monegros. P.K 20+500 al P.K. 22+ 500

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **36,5 m³/s**. Como se puede comprobar es un valor muy inferior a los 70 m³/s que supuestamente es capaz de transportar este tramo del canal de Monegros. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

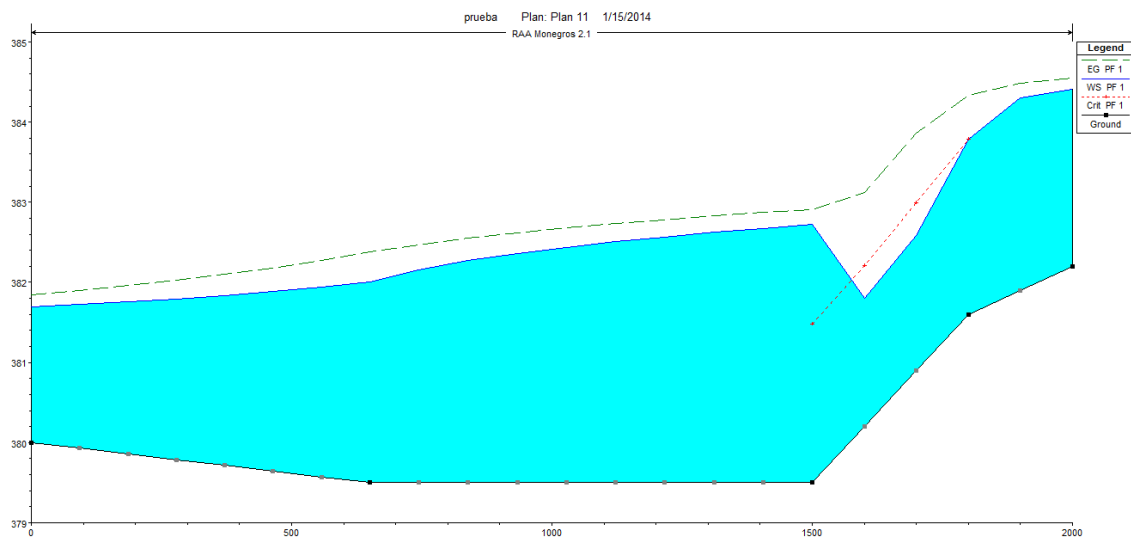


Figura nº 78. Perfil de agua del tramo 2.1 del canal de Monegros.

El punto donde se ha producido dicho canal es el P.K. 21, corresponde a una sección semicircular del acueducto de Tardienta. Se trata del ‘cuello de botella’ del canal de Monegros, ya que del mismo modo que refleja la simulación hidráulica del estudio - *Mejora de la regulación interna en Riegos del Alto Aragón*, de Tomás Ángel Sancho Marco y Antonio Barbany Alfonso (Diciembre de 2009), es el tramo con menor capacidad de transporte. La simulación hidráulica realizada, basada en parte en la geometría de tal estudio sobre este tramo confirma dicha afirmación.

Tramo 2-3-4 del Canal de Monegros. P.K 22+500 al P.K. 92+ 500

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **45,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

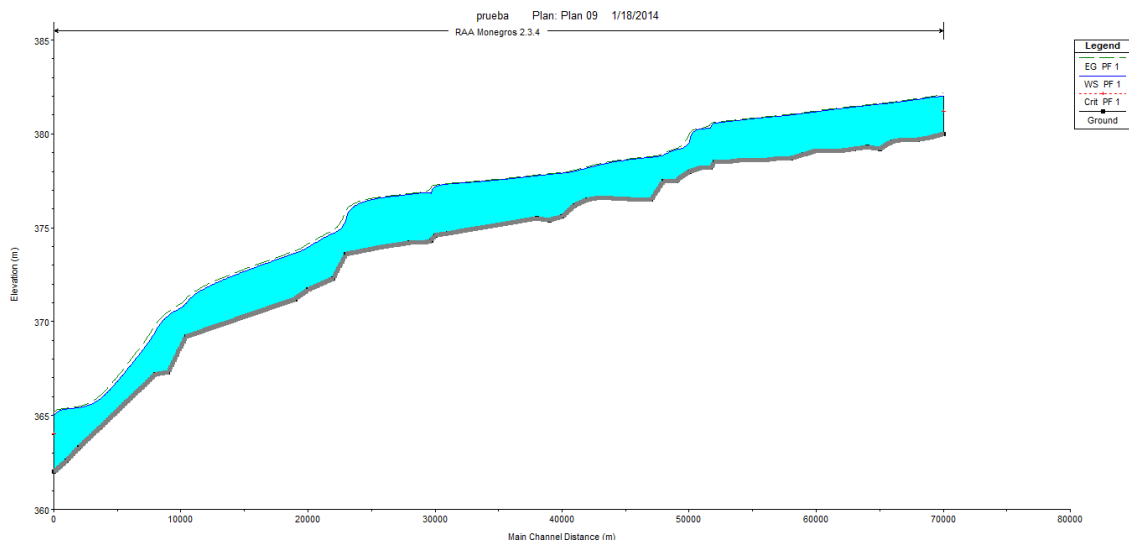


Figura nº 79. Perfil de agua del tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

El punto donde se ha producido dicho canal es el P.K. 81+500, corresponde a una sección rectangular, como se muestra en la figura:

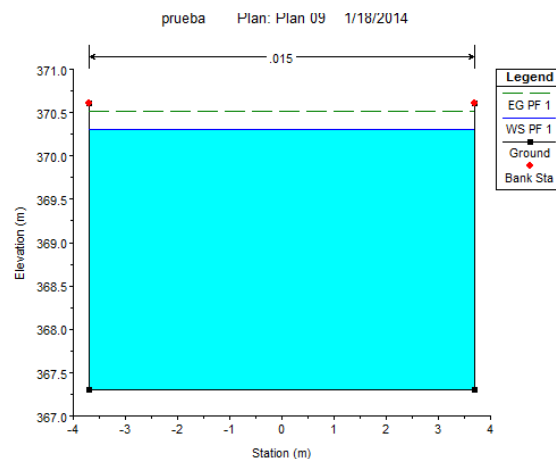


Figura nº 80. Sección más desfavorable del tramo 2,3,4 del canal de Monegros.

Tramo 5 del Canal de Monegros. P.K 92+500 al P.K. 109+ 500

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 30 centímetros es de **21,5 m³/s**. La capacidad de transporte es tan baja en este punto probablemente por la baja pendiente (4,9 por 10.000), y por la sección reducida. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

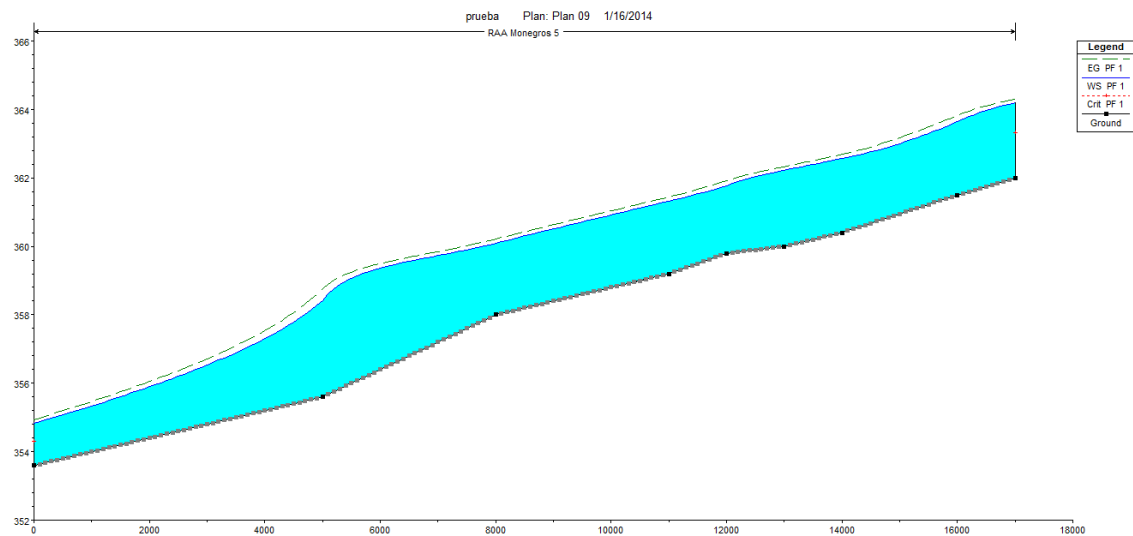


Figura nº 81. Perfil de agua del tramo 5 del canal de Monegros.

Los puntos donde se ha observado el mayor calado es el P.K. 105, rozando el resguardo del 10% de la sección.

3.1.1.2 Canal del Cinca

Este gran canal de transporte también presenta diferencias significativas de transporte. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos.

Tramo del canal	Extensión	Capacidad de transporte m^3/s
Cinca 0	P.K 0 al P.K. 4+ 600	69,4
Cinca 1	P.K 4+600 al P.K. 21+400	79
Cinca 2.1	P.K 21+400 al P.K. 30+700	45,5
Cinca 2.2	P.K 30+700 al P.K. 38+100	46,5
Cinca 3	P.K 38+100 al P.K. 89+600	27

Tabla 2. Capacidad de transporte de los tramos del canal del Cinca.

Canal del Cinca 0. P.K. 0 al P.K. 4 +600.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 70 centímetros en las secciones de 7 metros y de 40 centímetros en las secciones de 4,50 metros es de **69,4 m^3/s** . La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

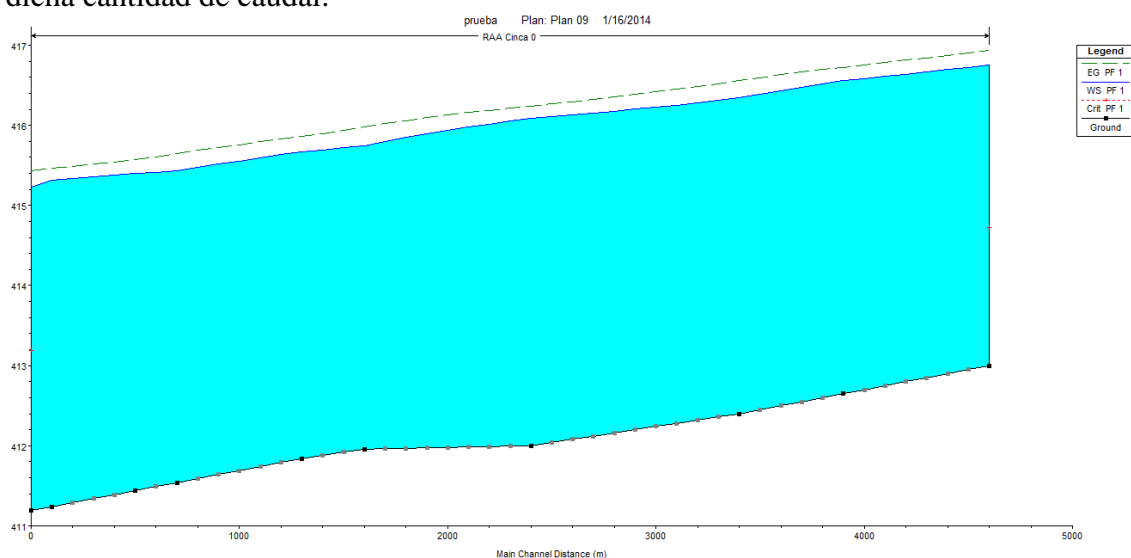


Figura nº 82. Perfil de agua del tramo 0 del canal del Cinca.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 2+200, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo.

Canal del Cinca 1. P.K. 4+600 al P.K. 21 +400.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 70 centímetros en las secciones de 7 metros y de 40 centímetros en las secciones de 4,50 metros es de **79 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

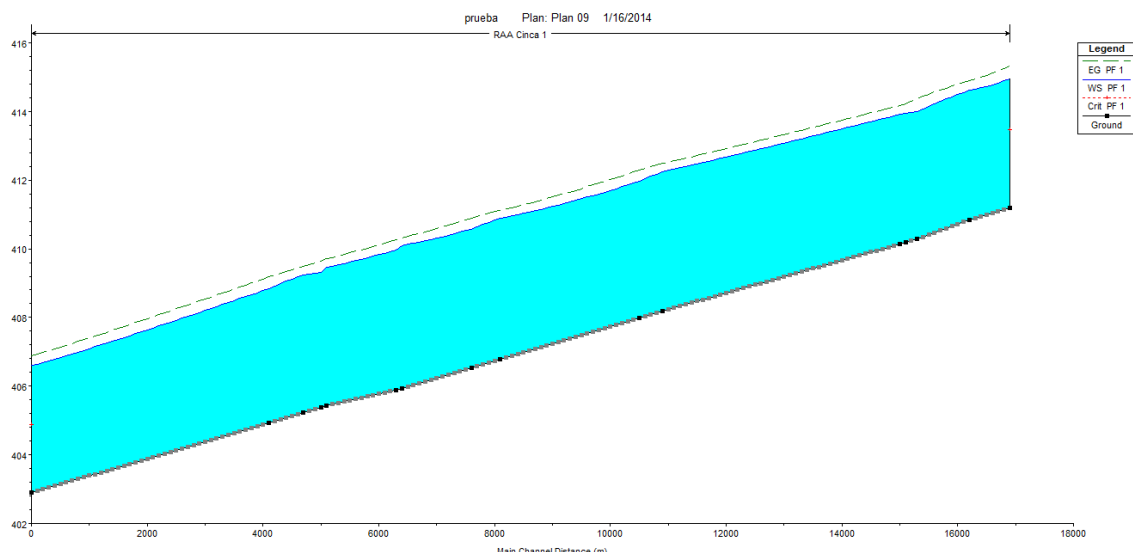


Figura nº 83. Perfil de agua del tramo 1 del canal del Cinca.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 15+400, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo. Corresponde a una sección trapezoidal, tal que así:

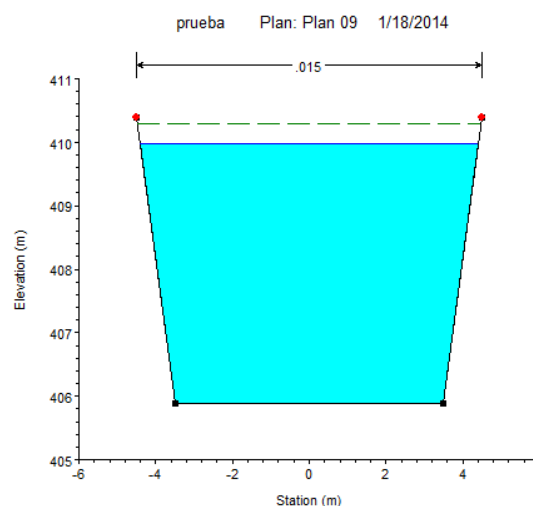


Figura nº 84. Sección más desfavorable del tramo 1 del canal del Cinca.

Canal del Cinca 2.1. P.K. 21+400 al P.K. 30 +700.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 40 centímetros es de **45,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

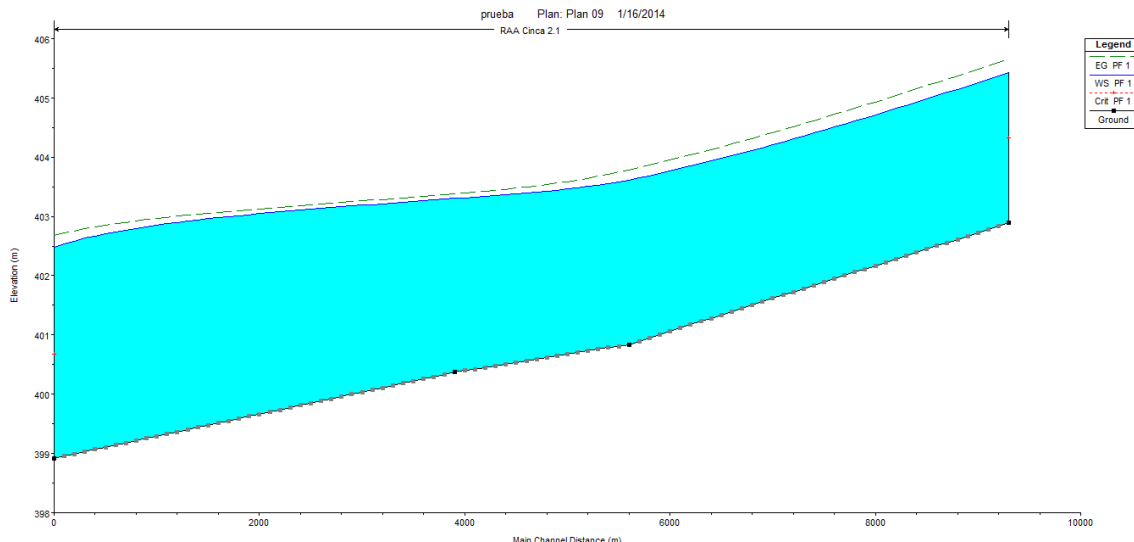


Figura nº 85. Perfil de agua del tramo 2.1 del canal del Cinca.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 30+100, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo.

Canal del Cinca 2.2. P.K. 30 +700 al P.K. 38 +100.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo del 10% es de **46,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

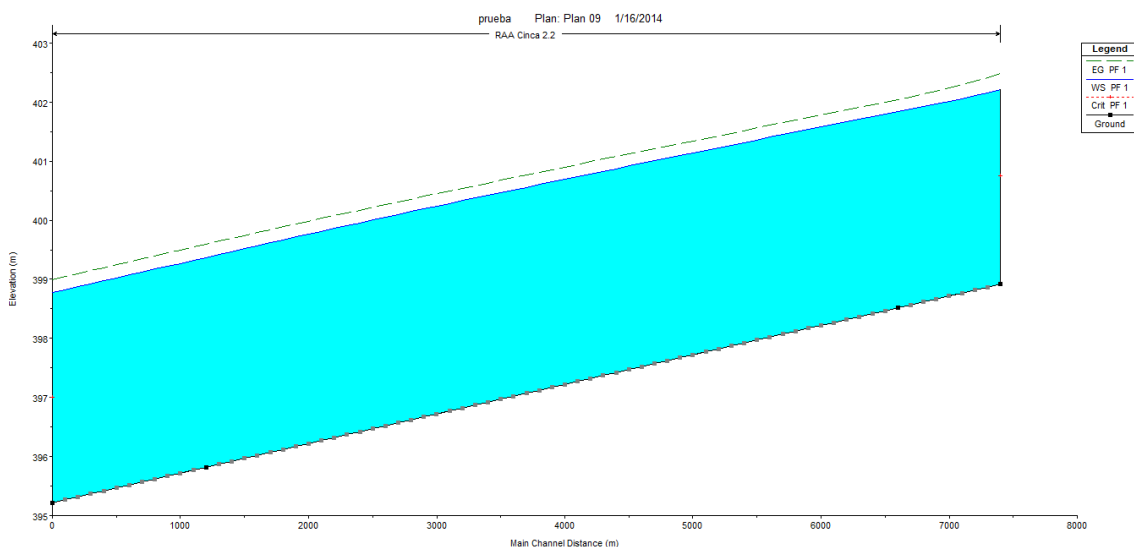


Figura nº 86. Perfil de agua del tramo 2.2 del canal del Cinca.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 38, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo. Corresponde a una sección trapezoidal:

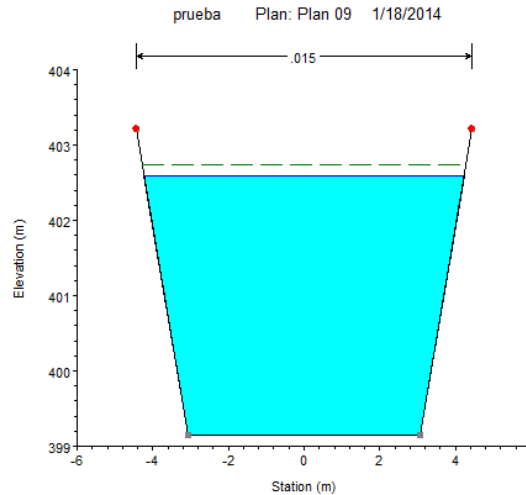


Figura nº 87. Sección más desfavorable del tramo 2.2 del canal del Cinca.

Canal del Cinca 3. P.K. 38 +100 al P.K. 89 +600.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo del 10% aproximadamente, es de **27 m³/s**. Es una capacidad de transporte muy inferior a la que se supone, en torno a los 45 m³/s. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

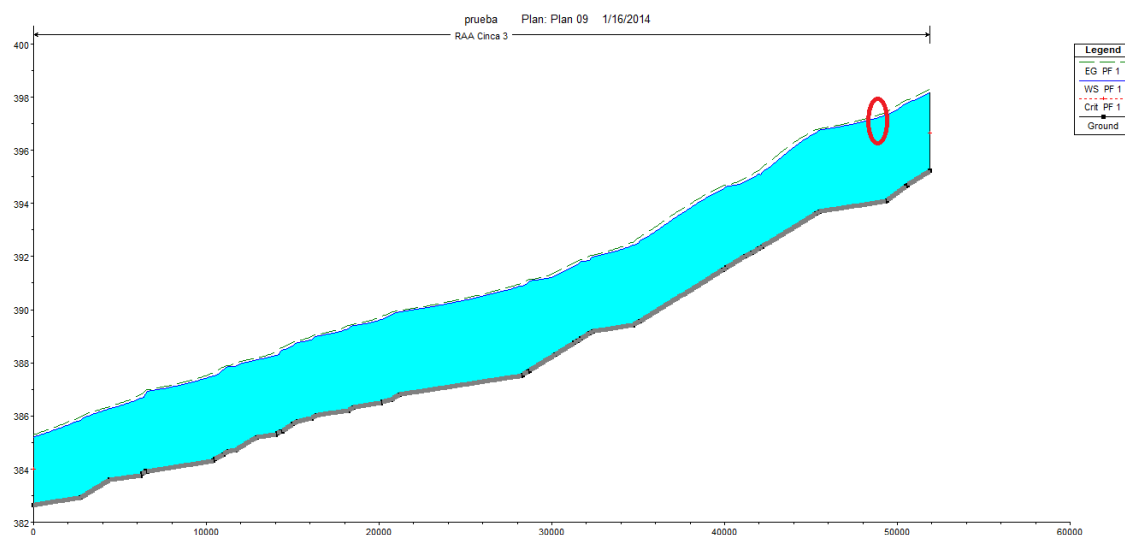


Figura nº 88. Perfil de agua del tramo 3 del canal del Cinca.

Con un círculo rojo está marcada la sección más desfavorable. Se trata de un tramo en el cual la pendiente es inferior a la de todo el tramo del canal, por tanto el agua lleva una

velocidad media inferior. Este hecho junto con que coincide que se trata de una sección menor a las demás hace que la capacidad de transporte del canal se vea muy reducida.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 40+600, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo. Aquí se muestra una sección transversal de la simulación con $27 \text{ m}^3/\text{s}$. El calado total es de 3,5 metros, y el resguardo de 30 centímetros.

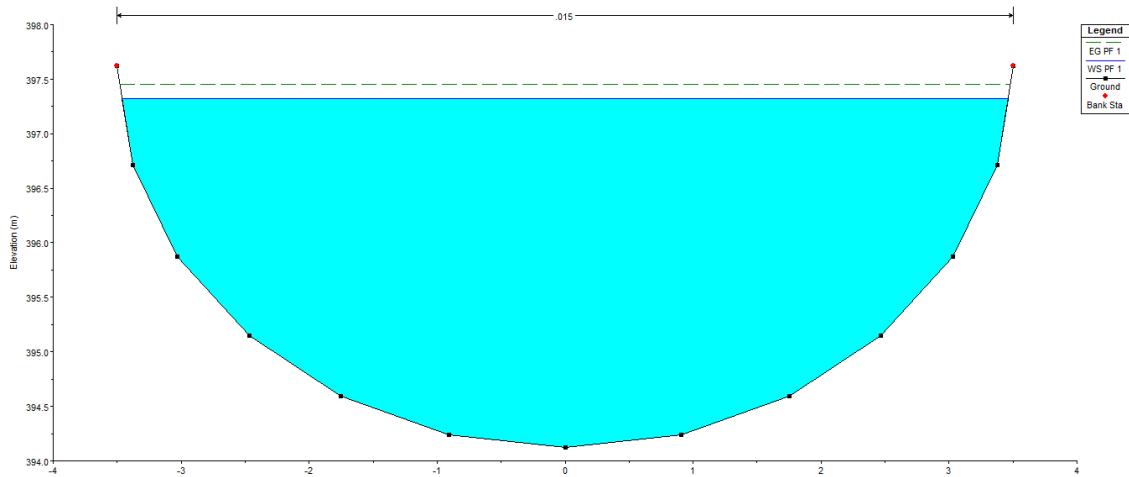


Figura nº 89. Sección más desfavorable del tramo 3 del canal del Cinca.

Existen otras secciones también semicirculares de 3,5 metros de calado, en las cuales el calado máximo se acerca bastante al resguardo. El resto de secciones trapezoidales quedan tan solo llenas hasta la mitad.

A partir de los datos obtenidos con esta simulación de estado estacionario con HEC-RAS, y suponiendo la veracidad de esta simulación se aconsejaría aumentar las secciones circulares, pues limitan mucho la capacidad de transporte del canal.

3.1.1.3 Acequia de La Violada

Esta acequia también presenta diferencias significativas de transporte en sus dos tramos.

Tramo del canal	Extensión	Capacidad de transporte m^3/s
La Violada 1	P.K 0 al P.K. 21	11,5
La Violada 2	P.K 21 al P.K. 36+400	1,35

La Violada 1. P.K 0 al P.K. 21

Este canal presenta dos tramos con pendientes bien diferentes. Los primeros 16 kilómetros tienen una pendiente de 0,00059, y el resto de 0,01. Por tanto para la simulación se introducirán diferentes pendientes de fricción como condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo. Por tanto las condiciones de frontera aguas arriba serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,00059 y tanto las condiciones de frontera aguas abajo serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,01.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 25 centímetros en las secciones de 2,25 metros y de 15 centímetros en las secciones de 1,35 metros es de **11,5 m^3/s** . La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

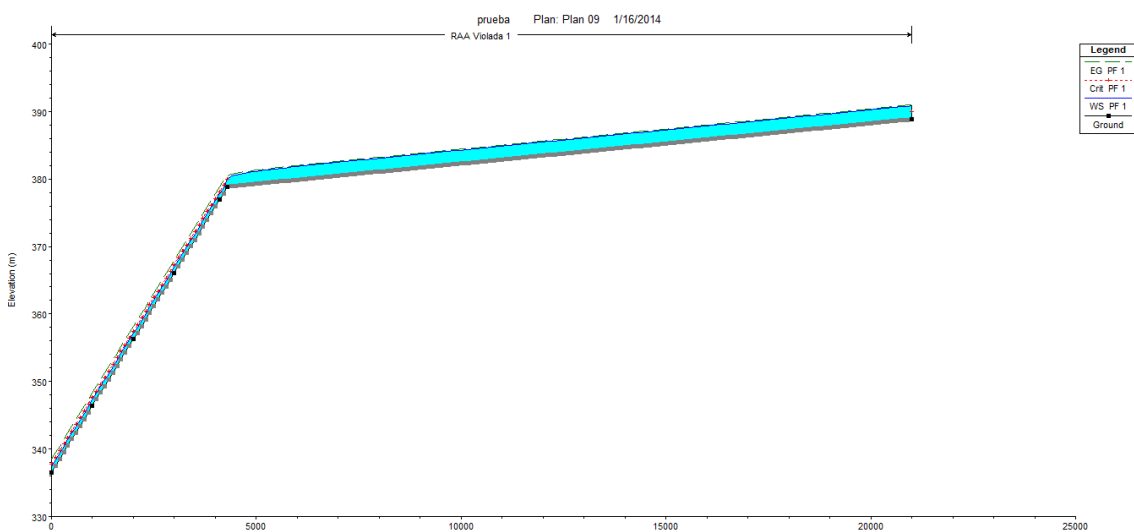


Figura nº 90. Perfil de agua del tramo 1 de la acequia de la Violada.

El mayor calado se ha obtenido desde el P.K. 0 al P.K. 16, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la siguiente figura:

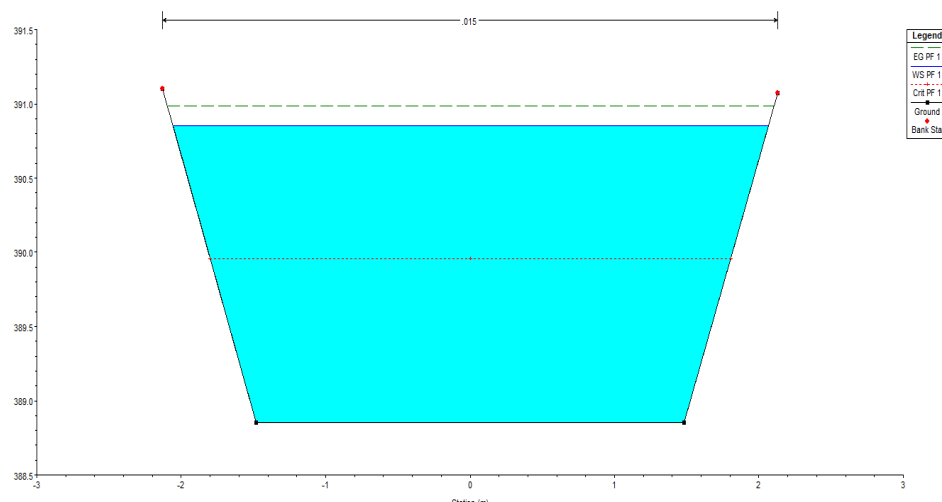


Figura nº 91. Sección más desfavorable del tramo 1 de la acequia de la Violada.

La Violada 2. P.K. 21 al P.K. 36+400.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 9 centímetros en la sección de 89 centímetros es de **1,35 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

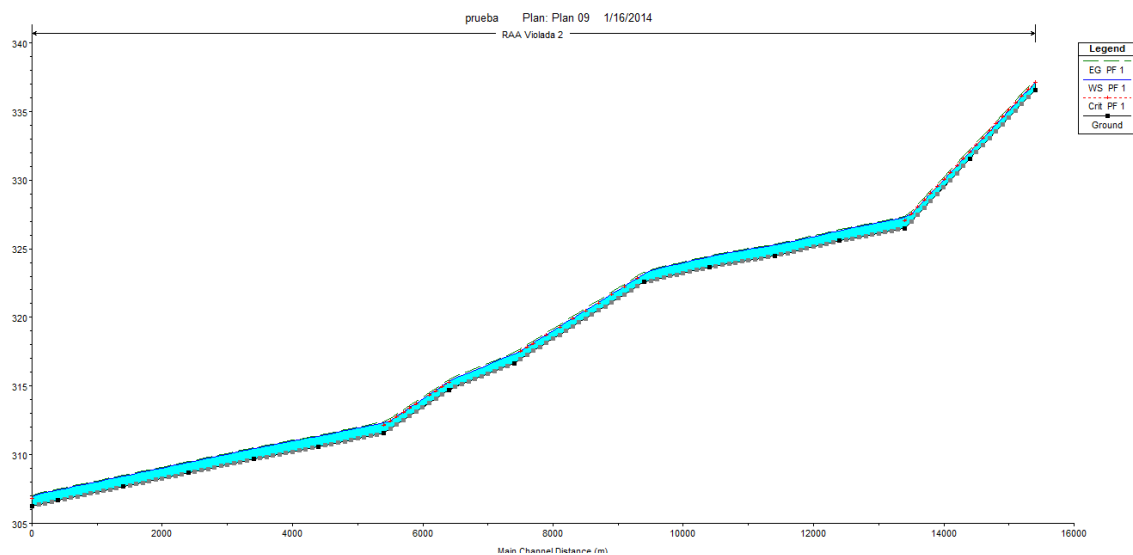


Figura nº 92. Perfil de agua del tramo 2 de la acequia de la Violada.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 23+400, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

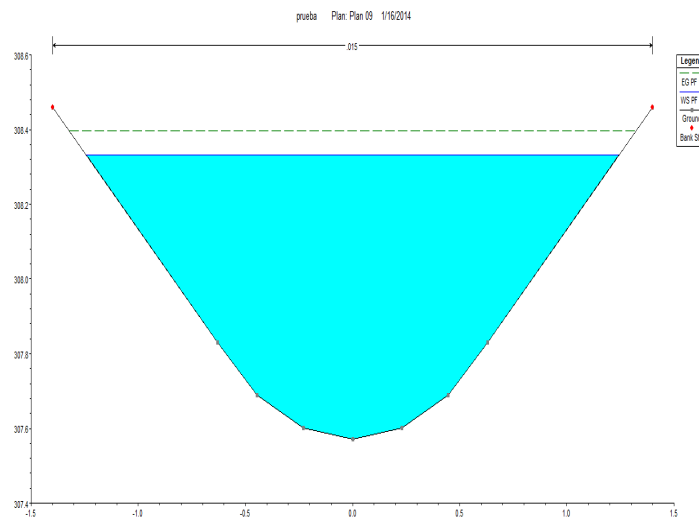


Figura nº 93. Sección más desfavorable del tramo 2 de la acequia de la Violada.

3.1.1.4 Acequia 'Q'

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 10 centímetros en la sección de 1,10 centímetros es de **1,4 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

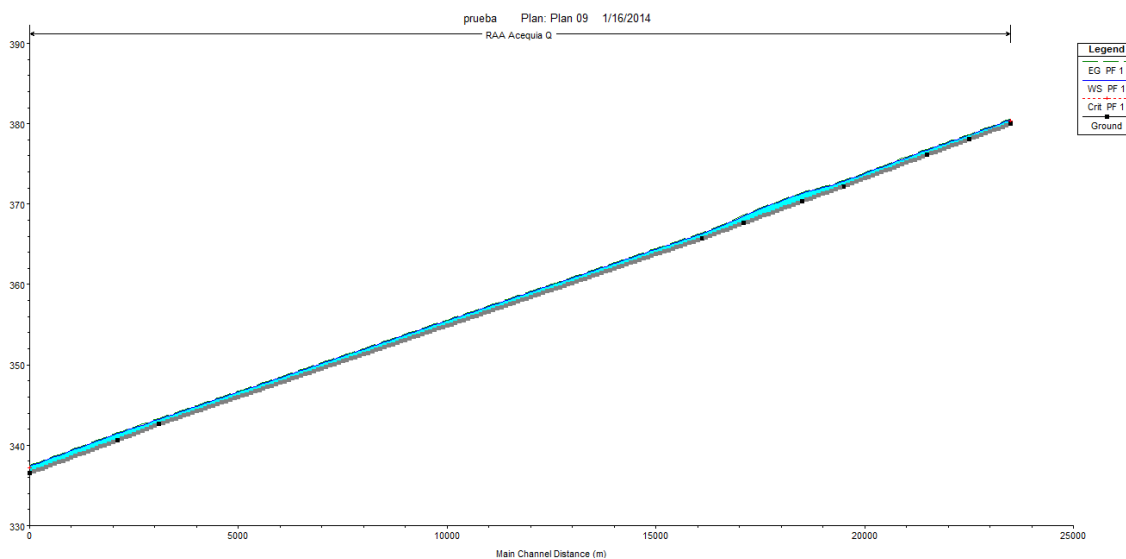


Figura nº 94. Perfil de agua de la acequia 'Q'.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 5+500, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

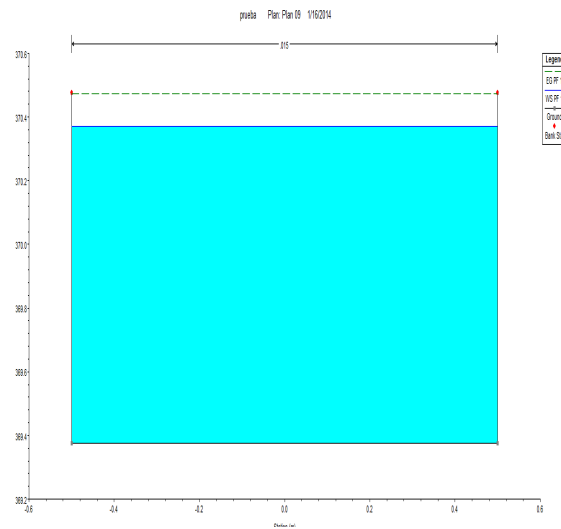


Figura nº 95. Sección más desfavorable de la acequia de 'Q'.

3.1.1.5 Canal del Flumen

Este canal presenta dos tramos con pendientes bien diferentes. La pendiente media es de 0,00068, y pero los últimos 200 metros presentan una pendiente casi 10 veces mayor, en torno a 0,005. Por tanto para la simulación se introducirán diferentes pendientes de fricción como condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo. Por tanto las condiciones de frontera aguas arriba serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,00068 y tanto las condiciones de frontera aguas abajo serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,005.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 20 centímetros en la sección de 1,95 metros es de **7,20 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

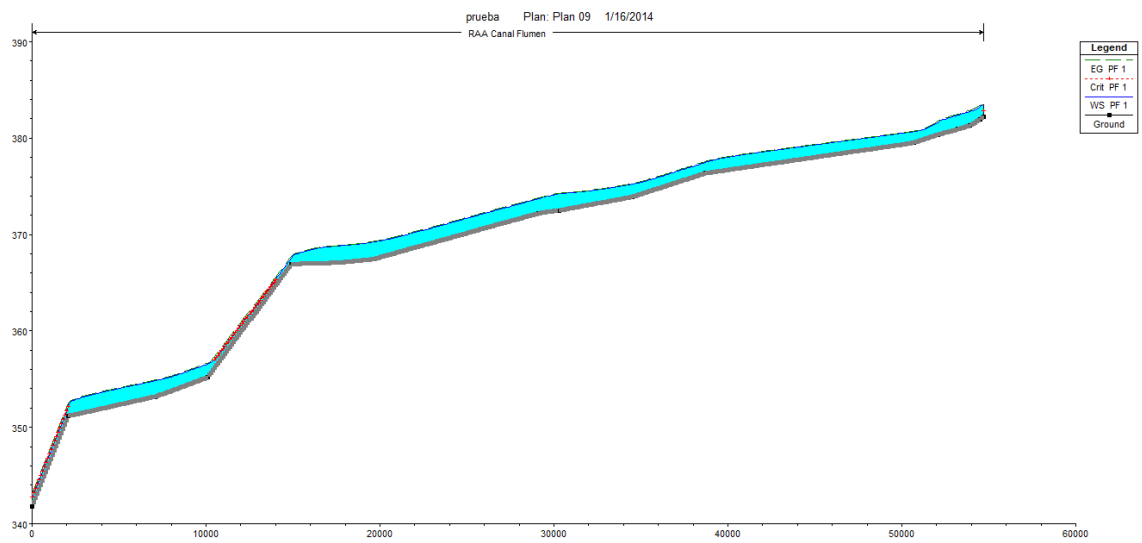


Figura nº 96. Perfil de agua del canal del Flumen.

El mayor calado, y por tanto la sección más desfavorable, se ha obtenido en el P.K. 39+500, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

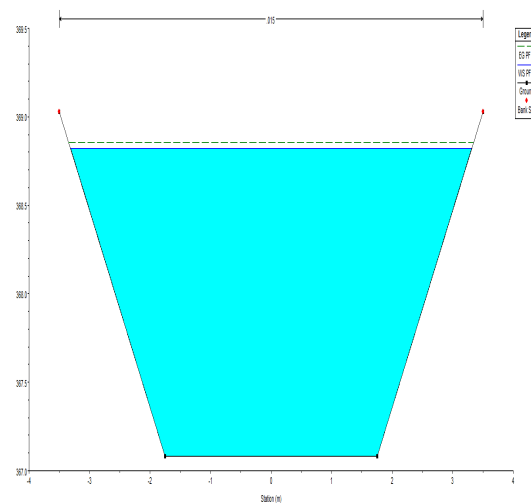


Figura nº 97. Sección más desfavorable del canal del Flumen.

3.1.1.6 Canal de Sástago

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 40 centímetros en la sección de 3,90 metros es de **39 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

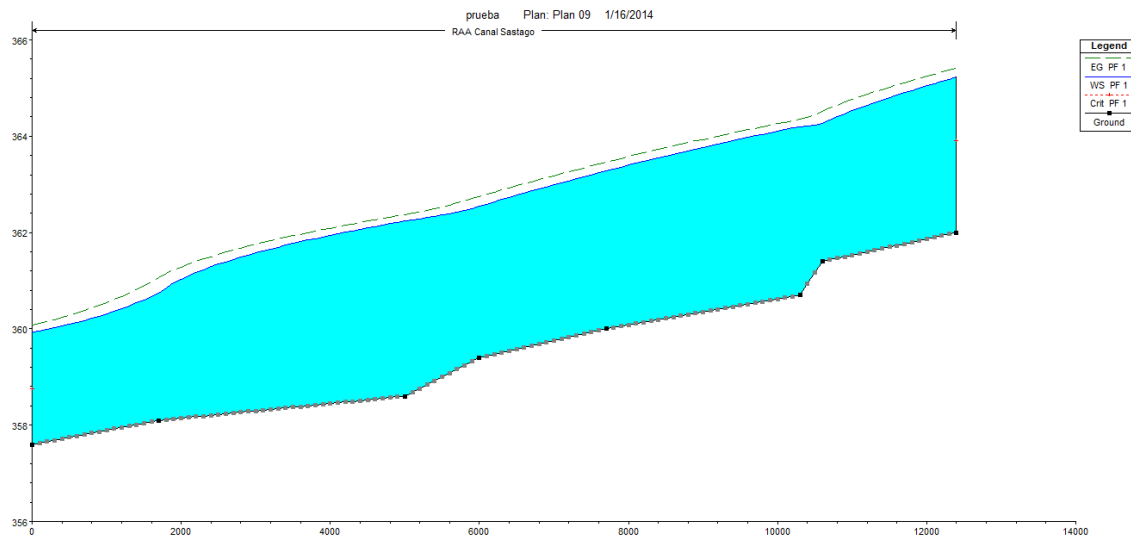


Figura nº 98. Perfil de agua del canal de Sástago.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 2+600, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

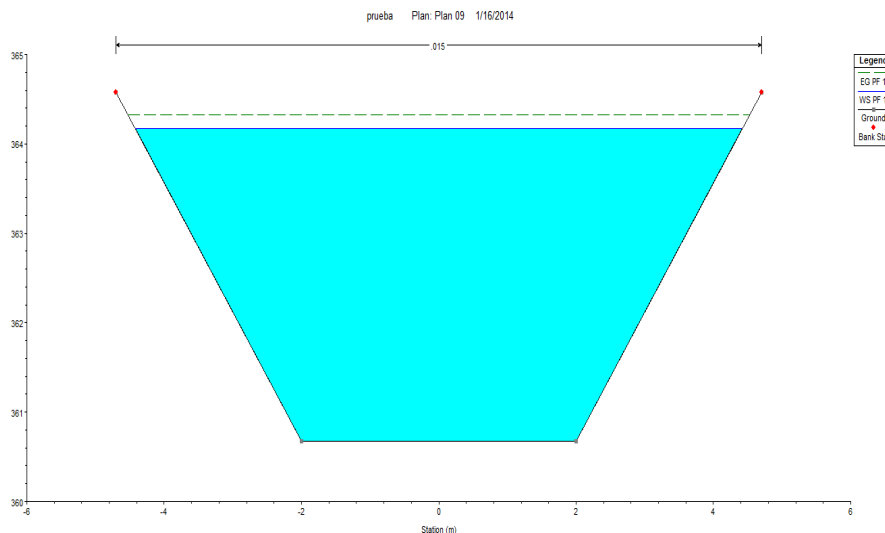


Figura nº 99. Sección más desfavorable del canal de Sástago.

3.1.1.7 Canal de El grado 2

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 20 centímetros en la sección de 2 metros es de **26,4 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

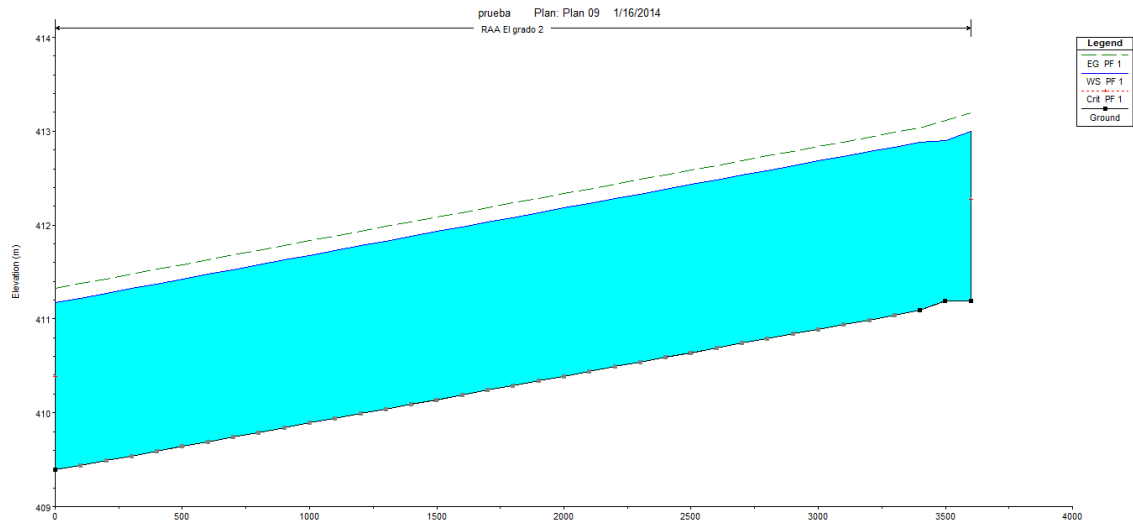


Figura nº 100. Perfil de agua del canal de El grado 2.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 0, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

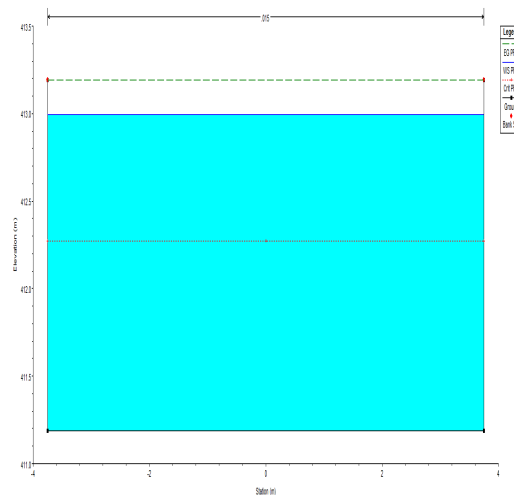


Figura nº 101. Sección más desfavorable del canal de El grado 2.

3.1.1.8 Acequia de Selgua

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 20 centímetros en la sección más desfavorable de 1,20 metros es de **2 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

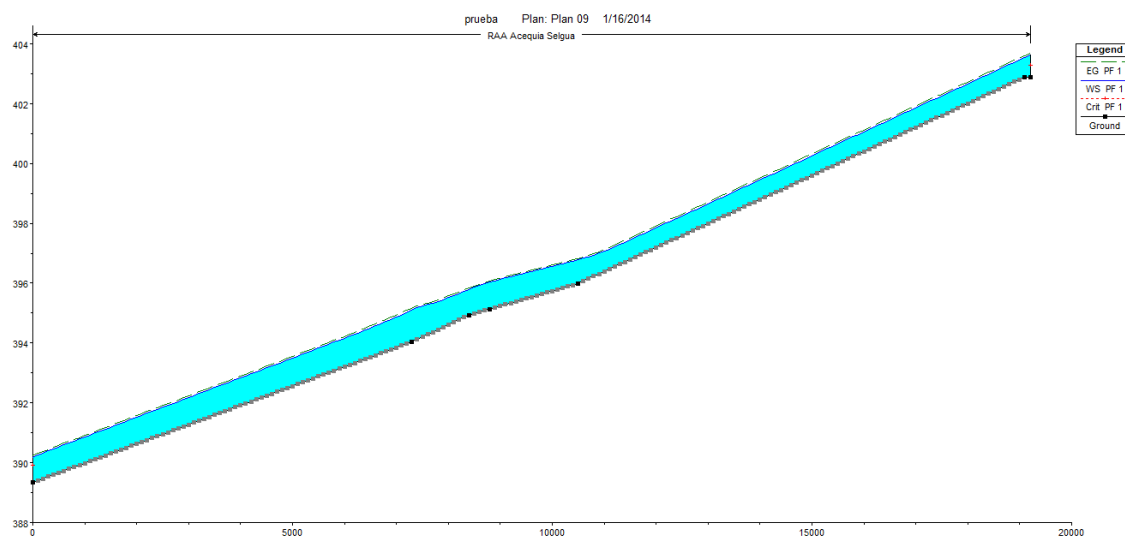


Figura nº 102. Perfil de agua de la acequia de Selgua.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 12+500, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

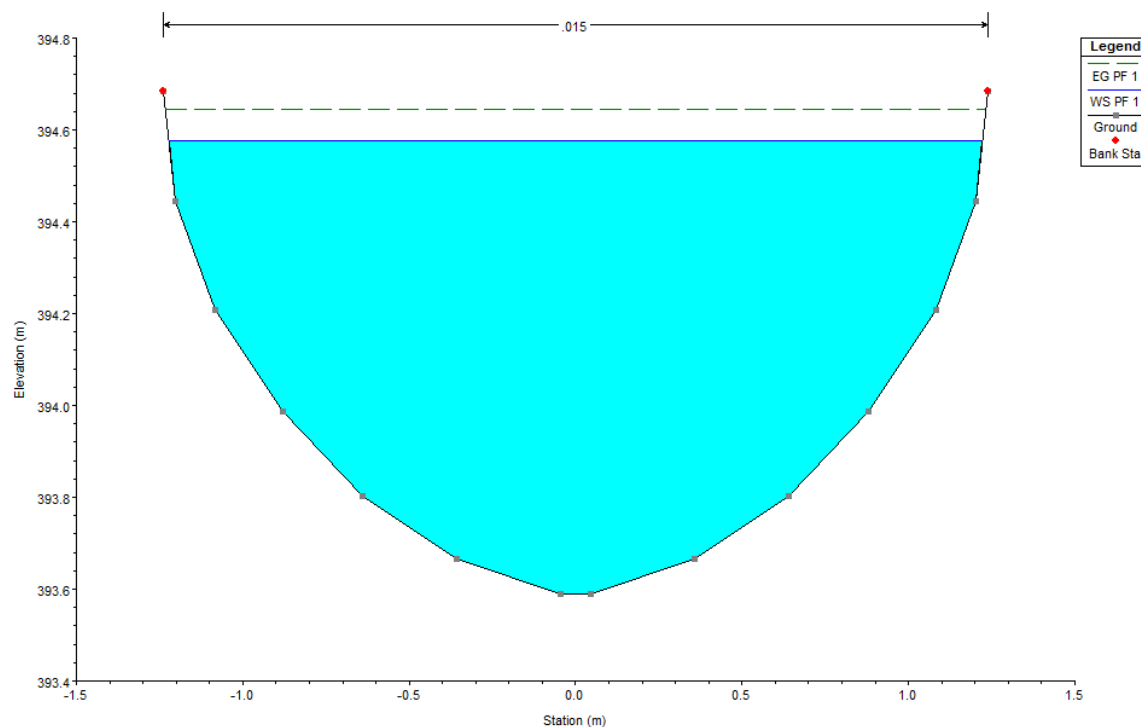


Figura nº 103. Sección más desfavorable de la acequia de Selgua.

3.1.1.9 Canal de Terreu

Este canal presenta mucha pendiente, pero la parte más pronunciada son los 10 últimos kilómetros. La pendiente media es de 0,0029, y pero los últimos 10 kilómetros presentan una pendiente 2 veces mayor, en torno a 0,007. Por tanto para la simulación se introducirán diferentes pendientes de fricción como condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo. Por tanto las condiciones de frontera aguas arriba serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,0029 y tanto las condiciones de frontera aguas abajo serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,007.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 20 centímetros en la sección más desfavorable de 2,30 centímetros es de **18,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

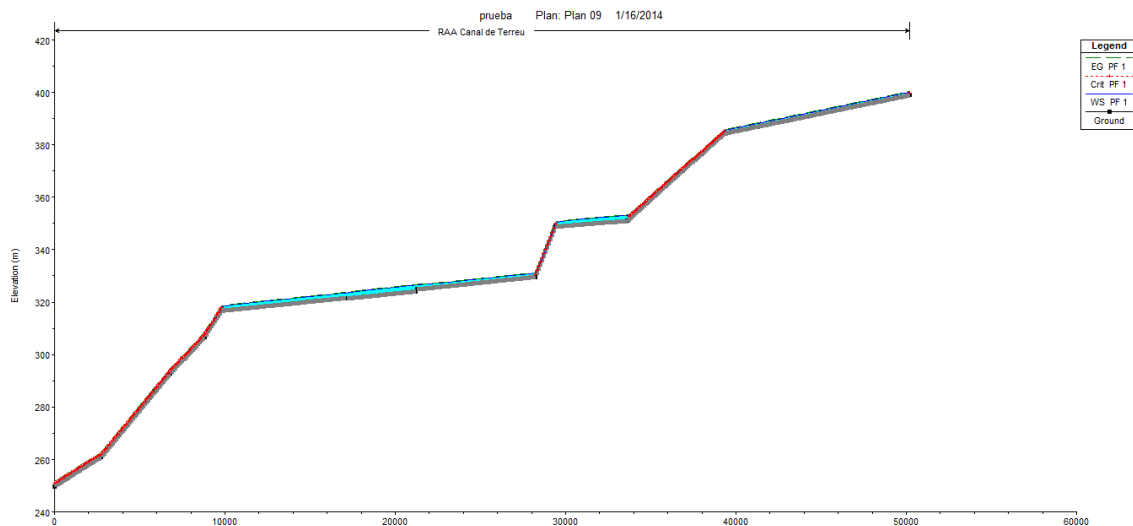


Figura nº 104. Perfil de agua del canal de Terreu.

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 18+200, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

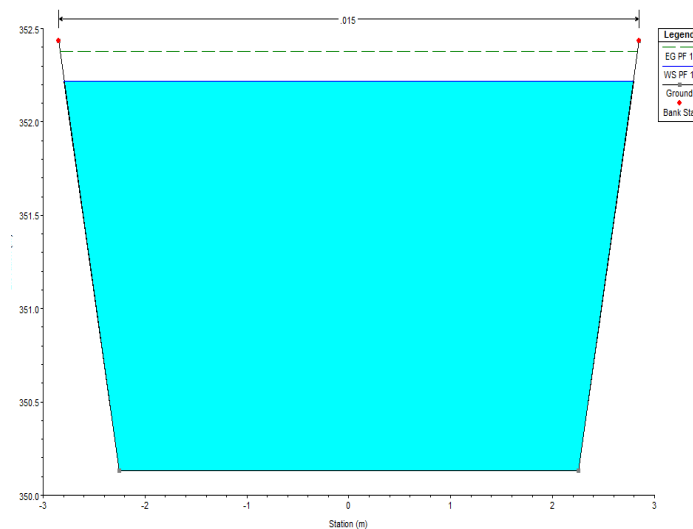


Figura nº 105. Sección más desfavorable del canal de Terreu.

3.1.1.10 Canal de Pertusa

Este canal presenta una pendiente en algunos tramos. La pendiente media es de 0,00063, y pero el último kilómetros presentan una pendiente 10 veces mayor, en torno a 0,007. Por tanto para la simulación se introducirán diferentes pendientes de fricción como condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo. Por tanto las condiciones de frontera aguas arriba serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,00063 y tanto las condiciones de frontera aguas abajo serán de calado normal con una pendiente de fricción de 0,007.

El mayor caudal transportado en el canal, respetando un resguardo de 20 centímetros en la sección de 2 metros es de **7,5 m³/s**. La siguiente figura muestra la sección longitudinal del canal transportando dicha cantidad de caudal:

El mayor calado se ha obtenido en el P.K. 21+400, donde se ha alcanzado el resguardo sin sobrepasarlo, como se muestra en la figura.

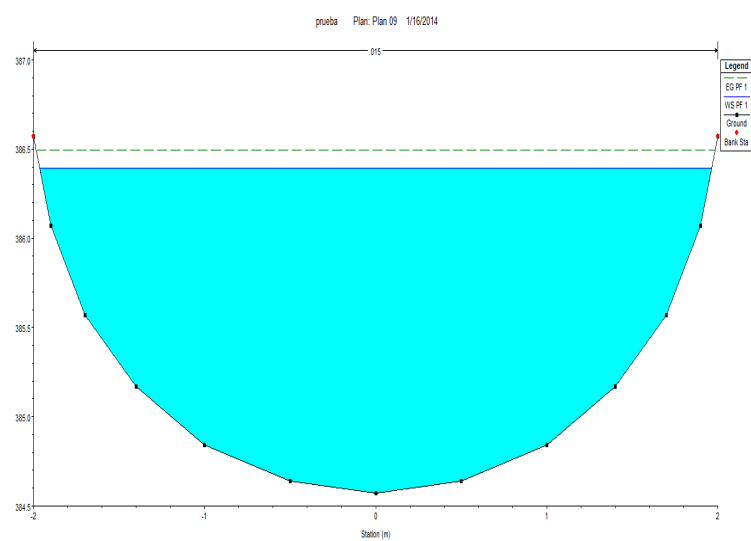


Figura nº 106. Sección más desfavorable del canal de Pertusa.

3.1.2 Retardo y atenuación de un aumento del suministro en servicio

En la siguiente simulación se pretende estudiar una posible situación rutinaria que se describe a continuación:

Durante la campaña de riego las necesidades hídricas de los cultivos realizados en la Comunidad General de Riegos del Alto Aragón son muy elevadas. De hecho en la última campaña de 2013 se han llegado a verter casi 1200 hm³.

No obstante la modulación mensual necesaria para el desarrollo y la producción de dichos cultivos es variable, siendo más exigentes los meses de julio y agosto. De este modo es imprescindible realizar un aumento de caudal de agua procedente de los embalses, con suficiente previsión para que este abastecimiento de riego superior llegue a tiempo.

La determinación del tiempo necesario para que dicho aumento de caudal llegue a su destino, en adelante *retardo*, se puede obtener mediante una simulación hidráulica, en la cual se partirá de una situación de servicio, con los canales transportando agua. Posteriormente se aplicará un aumento de caudal en la cabecera de los canales principales de transporte (canal del Cinca y canal de Monegros), para obtener una serie de hidrogramas en los puntos de referencia del resto de canales aguas abajo, y comparando dichos hidrogramas se obtendrá el *retardo* para cada punto. Por ejemplo:

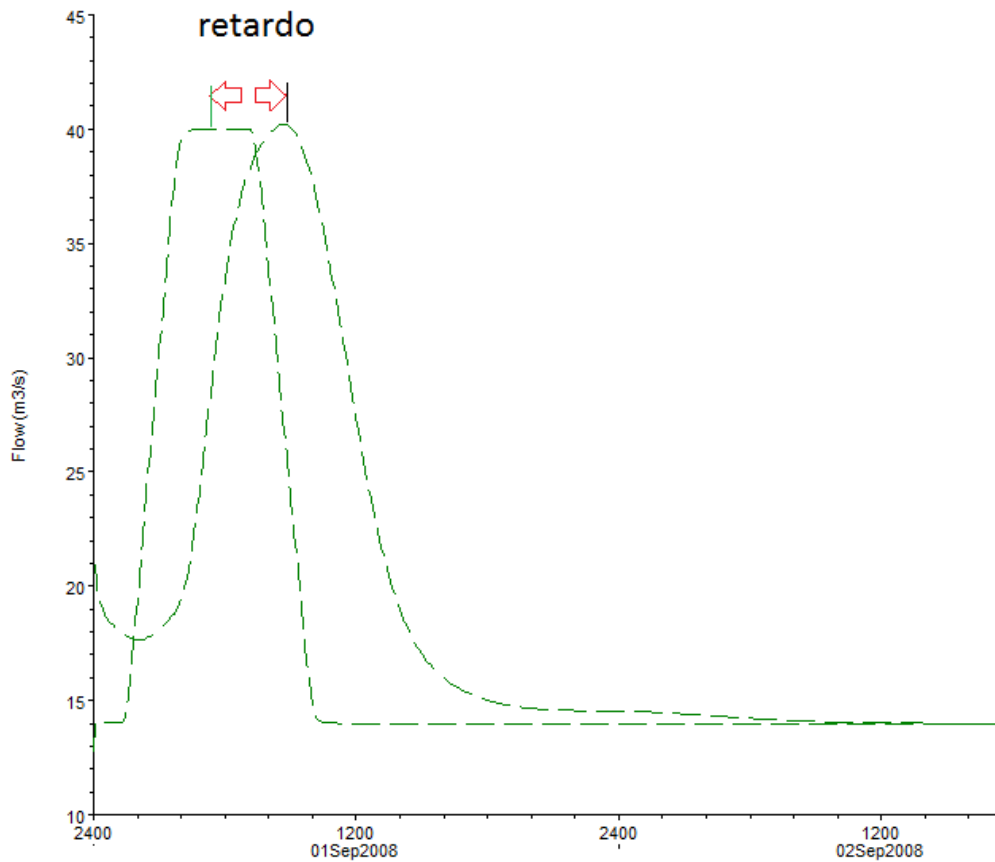


Figura nº 107. Ejemplo gráfico del concepto de “retardo”.

De estos gráficos se puede realizar una cuantificación del volumen transportado, integrando la función. Dicho valor corresponde al área delimitada por la gráfica y el eje horizontal. Se puede obtener de la salida de datos del programa.

Como se puede apreciar, la forma de la gráfica caudal/tiempo en la cabecera de los canales de transporte es cualitativamente diferente a la de la gráfica obtenida en cada uno de los puntos de referencia. Por tanto hay otro concepto a definir, *la atenuación* el cual expresa cuantitativamente la deformación de la gráfica, siendo ésta mayor cuanto mayor sea la distancia entre el origen del caudal y el punto de referencia. Esta atenuación se calculará como la diferencia entre los picos de caudal obtenidos en ambos puntos. Un ejemplo gráfico del concepto:

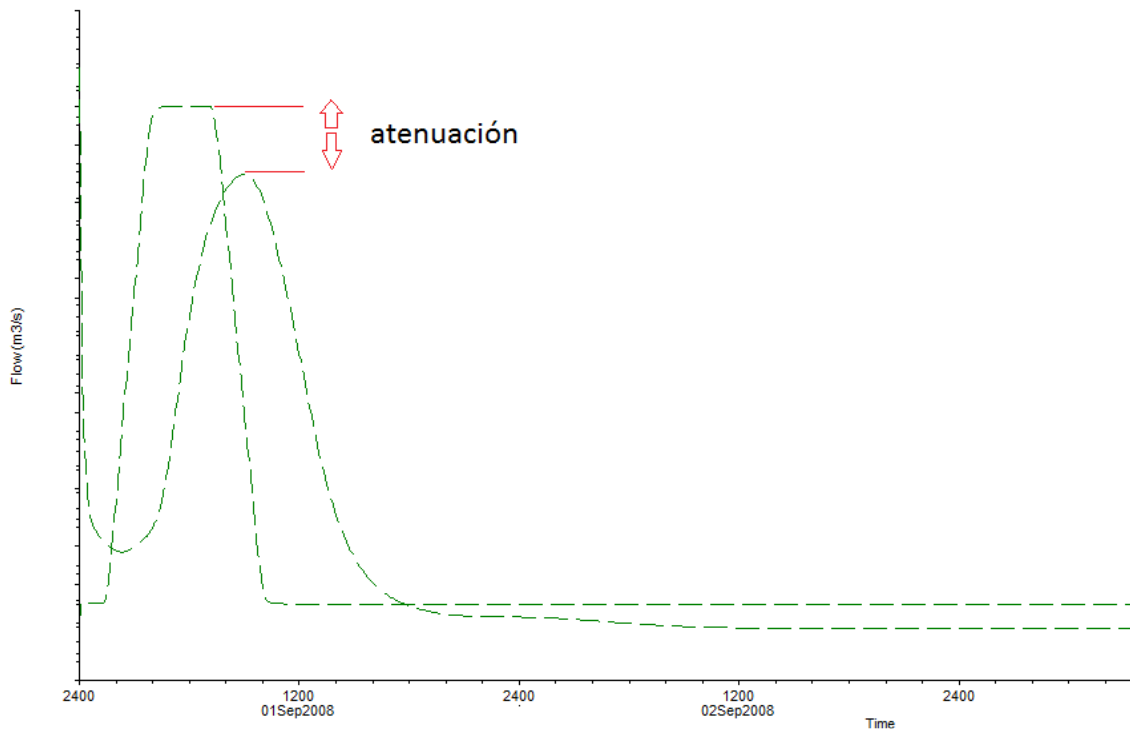


Figura nº 108. Ejemplo gráfico del concepto de “atenuación”.

Por ejemplo en la figura mostrada el pico de caudal en diferentes tramos de un canal es inferior, no obstante el área de la curva es el mismo, siendo el mismo el volumen de agua transportado.

Es importante tener en cuenta que en el sistema de canales no han sido implementadas compuertas ni ningún tipo de estructura hidráulica de regulación, por tanto es posible que algún canal se desborde. No obstante no es el objeto de esta simulación la de determinar dichas situación, aunque quedarán mencionadas, si no el de establecer tiempos de llegada y alguna otra cuantificación de menor relevancia.

3.1.2.1 Condiciones de servicio iniciales

Las condiciones iniciales del sistema de canales en la simulación descrita que se plantearán son el caudal que se establecerá en cada uno de los tramos de canal y el porcentaje aproximado que supone dicho caudal con respecto a la capacidad de transporte calculada en el apartado 3.1.1. Se describe brevemente en la siguiente tabla:

Nombre del canal	Caudal inicial (m ³ /s)	% Capacidad de transporte
Cinca 0	28	40
Cinca 1	18	20
Cinca 2.1	17	40
Cinca 2.2	10	20
Cinca 3	7	25
Monegros 1.1	14	13
Monegros 1.2	10	13
Monegros 1.3	17	20
Monegros 2.1	14	40
Monegros 2-3-4	13,5	30
Monegros 5	8	40
Violada 1	4	40
Acequia Q	0,5	40
El grado 2	10	40
Acequia de Selgua	1	50
Canal de Terreu	7	40
Canal de Pertusa	3	40
Canal del Flumen	3	40
Canal de Sástago	5,5	15

Tabla 3. Condiciones iniciales de caudal para la simulación.

Las condiciones iniciales de caudal están entre el 10 y el 50 % de su capacidad de transporte debido a los tramos que suponen un cuello de botella para el sistema. Estos tramos son *Monegros 2.1* y *Cinca 3*. De este modo se evita que después del aumento de caudal estos tramos desborden. También se consigue de este modo que el aumento de caudal sea más apreciable gráficamente.

3.1.2.2 Condiciones durante la simulación

El resto de la información solicitada por el programa para realizar dicha simulación es un hidrograma del aumento de caudal que se implementará en cada canal de transporte, las *condiciones de frontera* aguas abajo de los canales, y las *características computacionales* de la simulación.

3.1.2.2.1 En primer lugar, los hidrogramas implementados son los siguientes:

- En la cabecera del canal de Monegros, se estudiará un aumento de caudal desde 14 m³/s hasta 40 m³/s. A partir del inicio de la simulación, transcurridas 1,5 horas comenzará el incremento de caudal, alcanzando los 40 m³/s a las 3,5 horas desde el inicio. Este valor se mantendrá durante 4 horas, con una posterior disminución de duración 2 horas hasta alcanzar nuevamente el valor inicial de 14 m³/s a las 9,5 horas desde el inicio. Se prolongará la simulación hasta las 90 horas (3 días y 18 horas) desde el inicio para poder apreciar los efectos sobre todo el sistema de esta perturbación.

La siguiente figura muestra gráficamente la evolución del caudal en cabecera del canal de Monegros desde el inicio de la simulación:

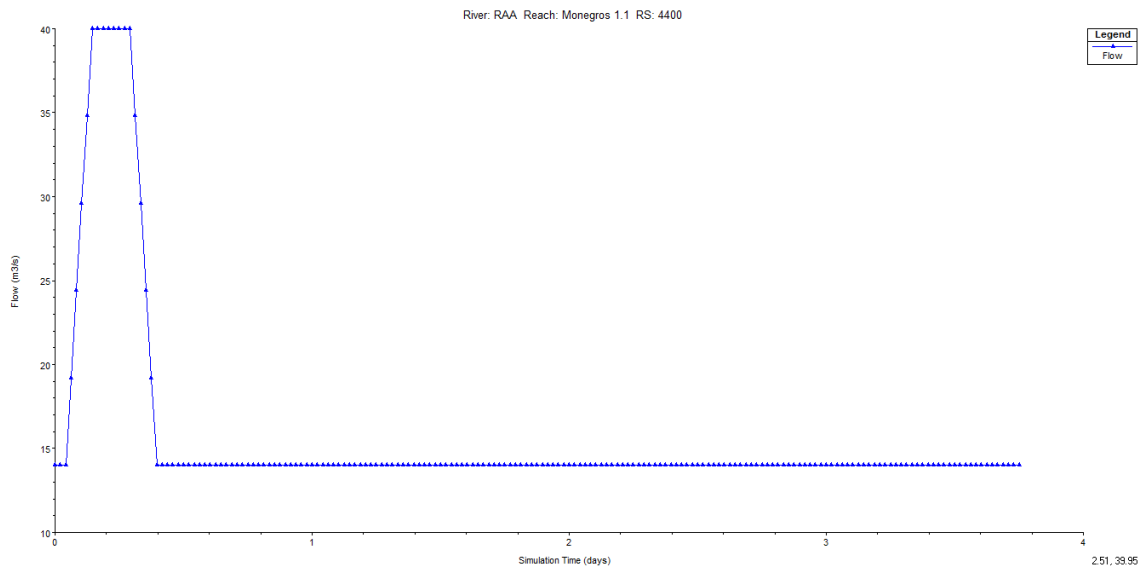


Figura nº 109. Hidrograma implementado en la cabecera del canal de Monegros durante la simulación.

- En la cabecera del canal del Cinca, se estudiará un aumento de caudal desde $28 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $40 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir del inicio de la simulación, transcurridas 1,5 horas comenzará el incremento de caudal, alcanzando los $40 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 3,5 horas desde el inicio. Este valor se mantendrá durante 4 horas, con una posterior disminución de duración 2 horas hasta alcanzar nuevamente el valor inicial de $28 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 9,5 horas desde el inicio. Se prolongará la simulación hasta las 90 horas (3 días y 18 horas) desde el inicio para poder apreciar los efectos sobre todo el sistema de esta perturbación. La siguiente figura muestra gráficamente la evolución del caudal en cabecera del canal del Cinca desde el inicio de la simulación:

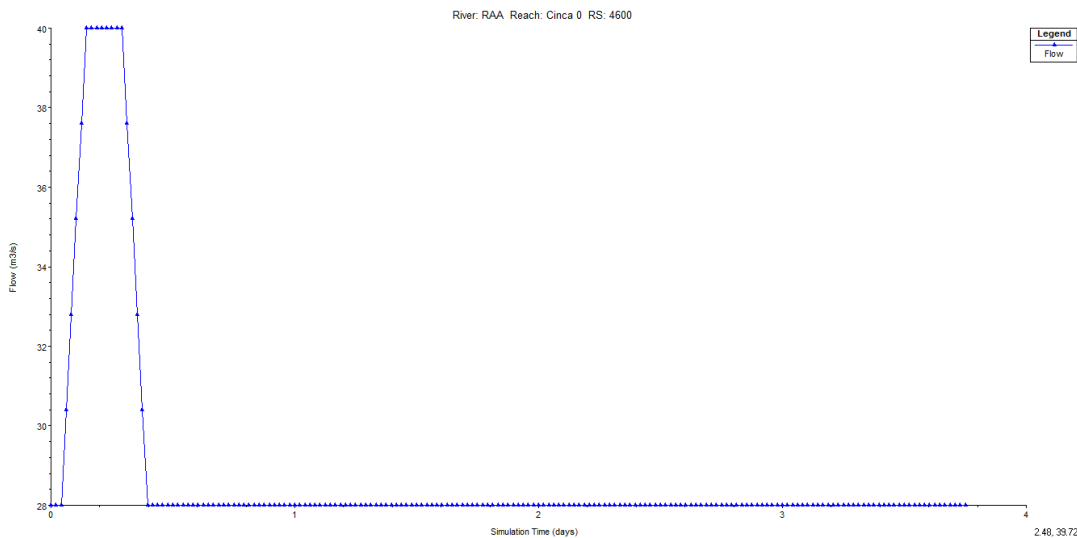


Figura nº 110. Hidrograma implementado en la cabecera del canal del Cinca durante la simulación.

3.1.2.2.2 Condiciones de frontera aguas abajo

Como *condiciones de frontera* aguas abajo se solicitan tan sólo las de los canales terminales, por tanto lo que no están unidos a otro canal en su final. La siguiente figura muestra con un círculo azul las terminaciones que se solicita sus condiciones finales.

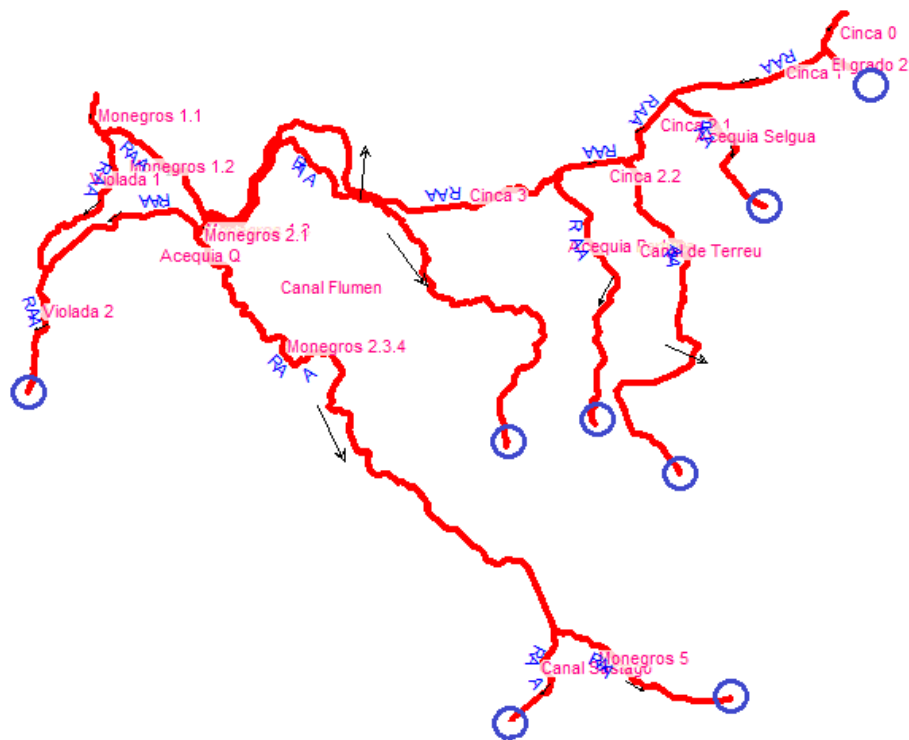


Figura nº 111. Esquema del trazado de los canales, con el final de los canales indicado.

Se establecerá para éstas un *calado normal*, estableciendo la pendiente de fricción de cada uno de los canales, a saber:

Nombre del canal	Pendiente media en tanto por 1
<i>Flumen</i>	0.00068
<i>Pertusa</i>	0.00063
<i>Selgua</i>	0.00071
<i>El grado 2</i>	0.00051
<i>Terreu</i>	0.0029
<i>Viola 2</i>	0.002
<i>Sástago</i>	0.00034
<i>Monegros 5</i>	0.00049

Tabla 4. Pendiente media de los canales estudiados.

El resto de canales no requieren una condición aguas abajo ya que éstas las establecen los canales a los que están unidos.

3.1.2.2.3 Características computacionales

En primer lugar es importante establecer la duración de la simulación. Ésta se especifica en la ventana *Unsteady flow análisis*, o análisis de flujo transitorio. Ésta ha de coincidir

siempre con la duración establecida en el hidrograma antes definido, en este caso de 90 horas.

Otro dato importante a introducir en la simulación es el *Computational interval* o intervalo computacional, el cual establece el periodo de tiempo que separa el cálculo de caudal y calado instantáneo para un punto de un canal, descrito en el apartado 1.3.2.2.

Dicho valor se ha establecido entre 15 segundos y 1 minuto. Acortar este valor puede producir tiempos de cálculo para una única simulación de más de 1 hora de duración de tiempo real, y en algunos casos inestabilidad del proceso de cálculo, así como imprecisión.

Valores superior de intervalo computacional produce inexactitud en el cálculo, y en ocasiones también inestabilidad en el proceso de cálculo.

Por último los valores de *output interval* determinan la precisión temporal con que se proporciona la salida de datos, establecida en 5 minutos. Para 90 horas de simulación son 1080 valores de calado y caudal para cada uno de los puntos de todos los canales del sistema. Con un total de 4407 secciones transversales (entre las implementadas y las interpoladas) supone casi 5 millones de pares de puntos a reportar (calado y caudal). De ahí la importancia de no reducir mucho el *output interval*, para no alargar mucho el tiempo de cálculo.

3.1.2.3 Resultados e interpretación

Los resultados a reportar son los siguientes:

- El *retardo* para los puntos de referencia de los canales para cada aumento de caudal.
- La *atenuación* para los puntos de referencia de los canales para cada aumento de caudal.
- El volumen transportado a través de cada punto de referencia durante toda la simulación.

En primer lugar se describirán estos puntos de referencia. Se aportará la gráfica de la evolución del caudal en cada uno de estos puntos, y se indicará el valor temporal de retardo para cada aumento de caudal, así como el valor máximo de caudal obtenido.

- Puntos de referencia:

Se tomarán como puntos de referencia el final de cada uno de los tramos de canal definidos en el apartado 2.2.2.

Canal del Cinca

El valor máximo de caudal ($40\text{m}^3/\text{s}$) se da en el instante 3h30.

Puntos de referencia estudiados:

- Final del tramo 0: P.K 4+600

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

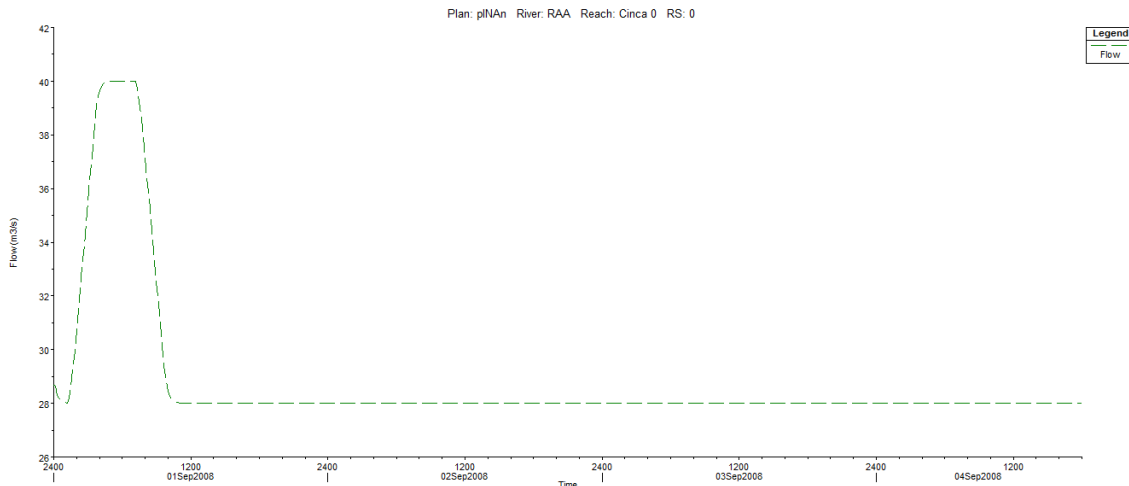


Figura nº 112. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $40\text{m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 6h50. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 3h y 20 minutos.
- La atenuación es de $0\text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $9.332,18\text{ m}^3$.

- Final del tramo 1: P.K 21+400.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

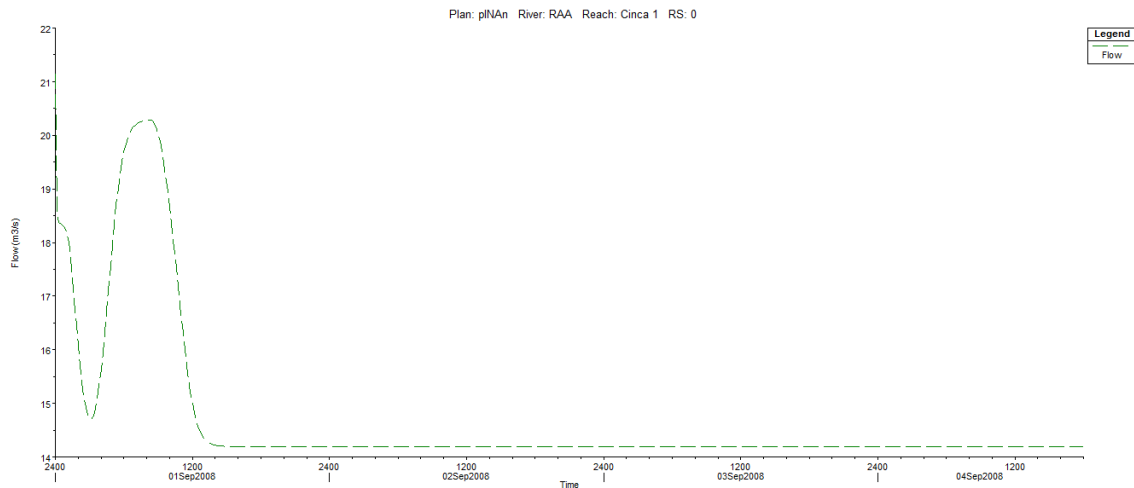


Figura nº 113. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $20,29 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 8h10. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 4 h y 40 minutos.
- La atenuación es de $19,71 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $4.761,82 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 2.1: P.K 30+700

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

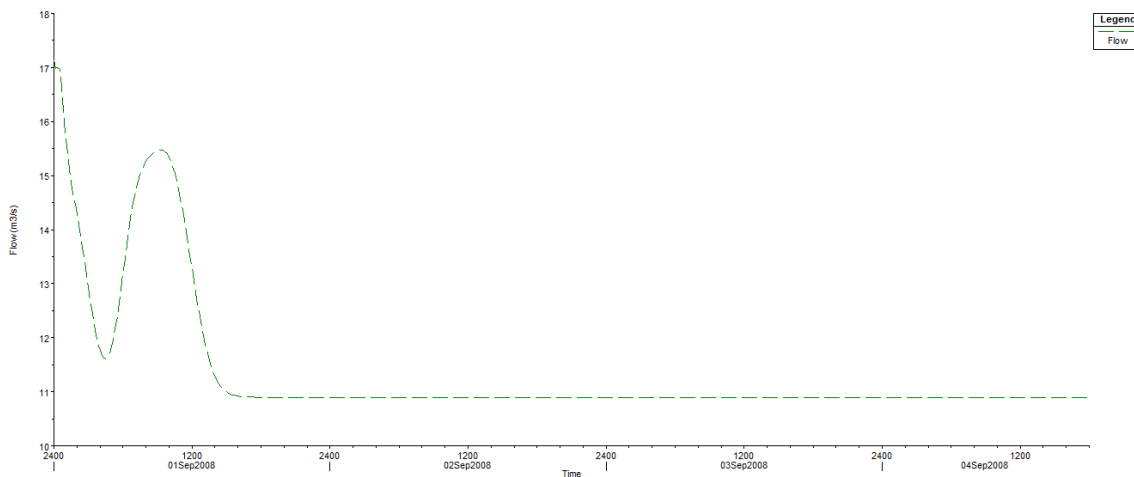


Figura nº 114. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $15,48 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 9h20. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 5h y 50 minutos.
- La atenuación es de $24,52 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $3.682,87 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 2.2: P.K 38+100

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

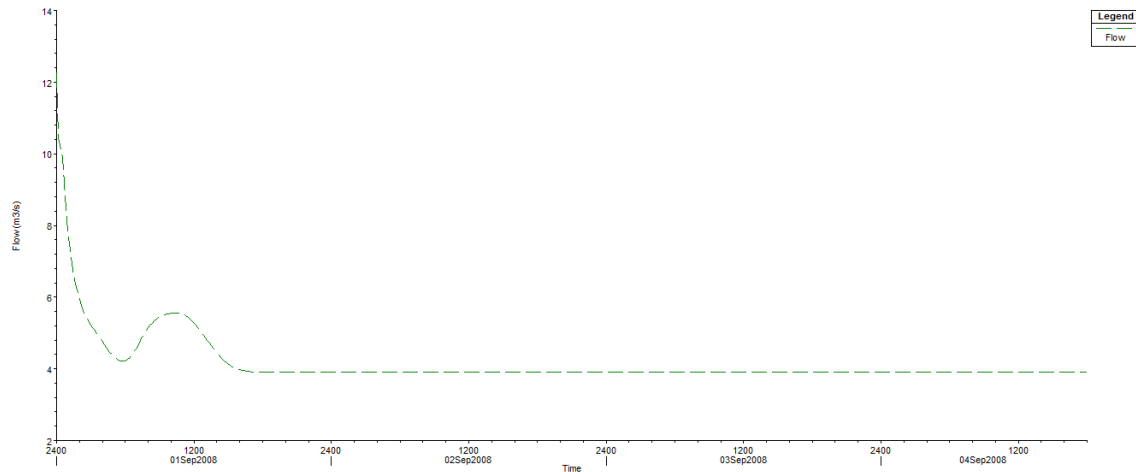


Figura nº 115. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $5,56 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 10h10. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 6h y 40 minutos.
- La atenuación es de $34,44 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $1.344,81 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 3: P.K 89+600

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

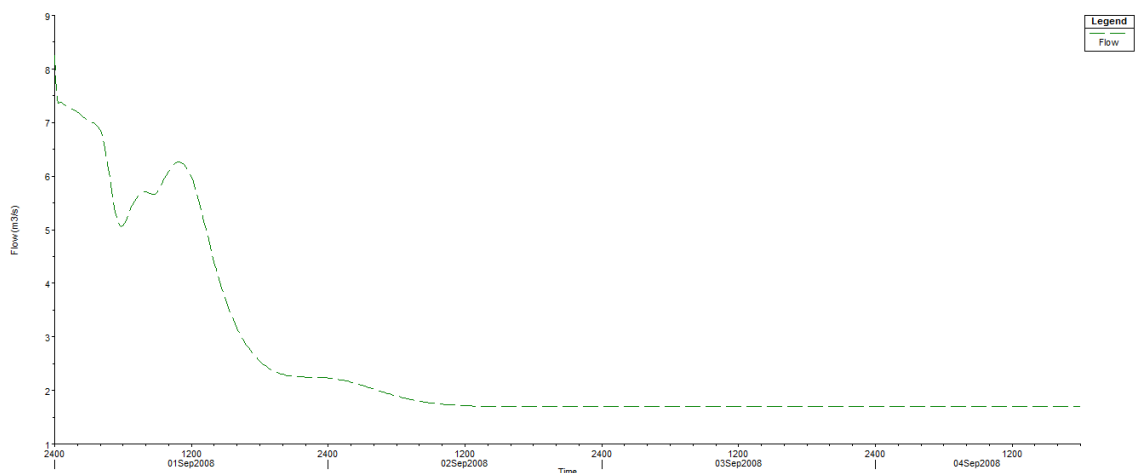


Figura nº 116. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $6,27 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 10 h50. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 7h y 20 minutos.
- La atenuación es de $33,73 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $818,04 \text{ m}^3$.

Canal de El Grado 2

El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 3+500.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

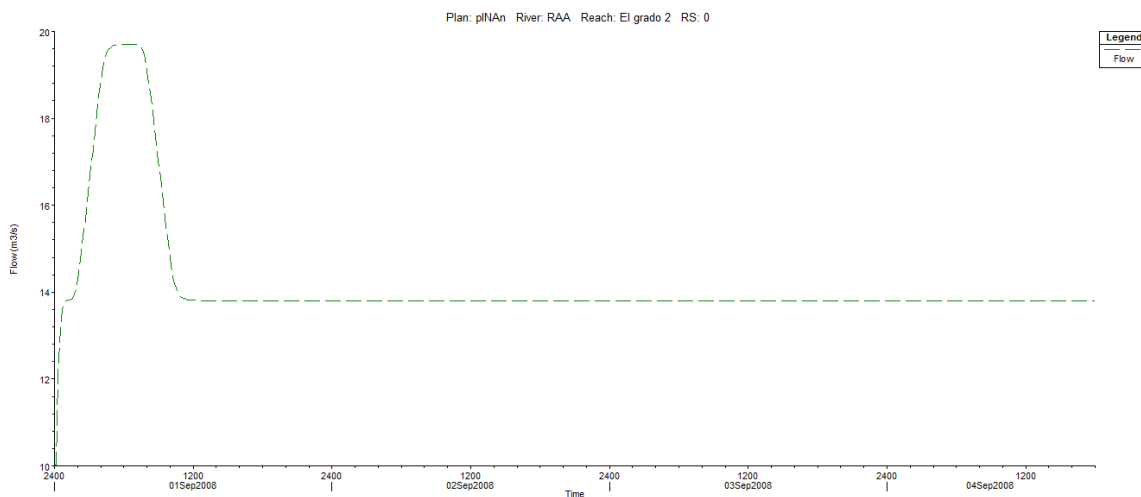


Figura nº 117. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $19,70 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 7h20. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 3h y 50 minutos.
- La atenuación es de $20,30 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $4.595,64 \text{ m}^3$.

Acequia de Selgua

El final del canal: P.K 19+100.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

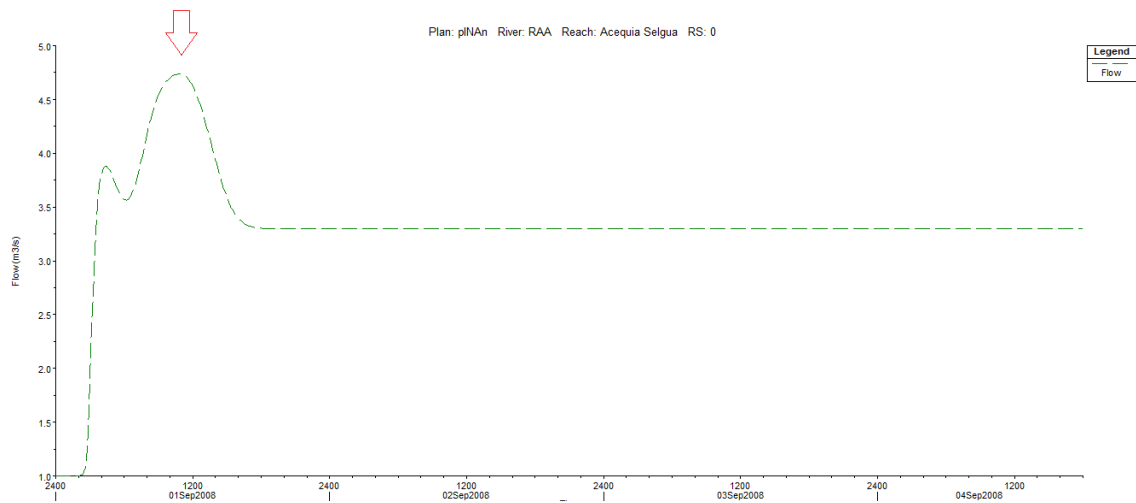


Figura nº 118. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $4,74 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 10h50. El valor de $4,74$ es superior a los $2 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad de transporte determinados en el apartado 3.1.1, por tanto sería necesario el uso de compuertas al inicio de la acequia para evitar un desbordamiento. Resumiendo los resultados:

- El *retardo* obtenido es de 7h y 20 minutos.
- La atenuación es de $35,26 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $1079,07 \text{ m}^3$.

Canal de Terreu

El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 50+200.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

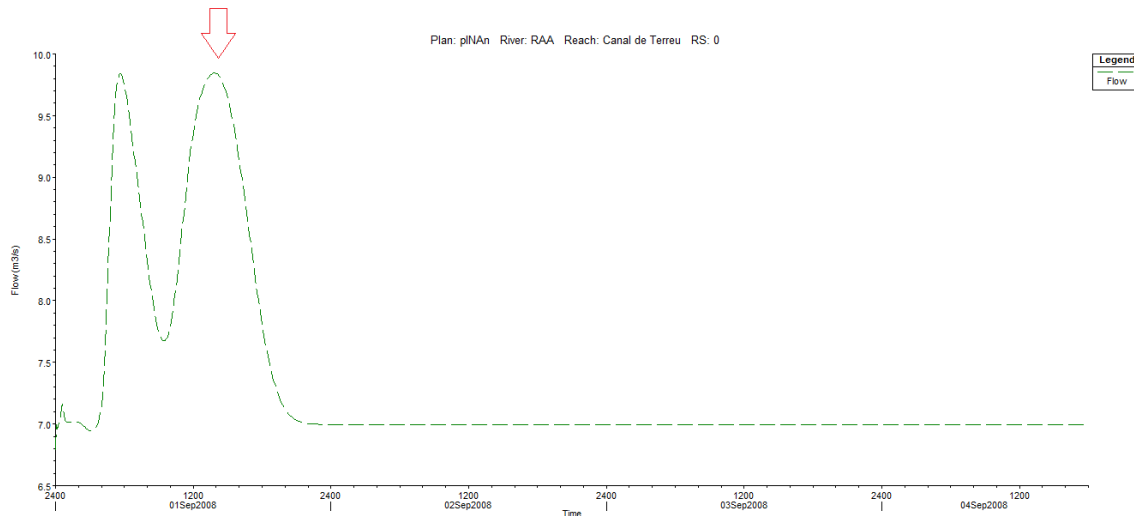


Figura nº 119. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $19,70 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 7h20. El valor de $19,70$ es superior a los $18,50 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad de transporte determinados en el apartado 3.1.1, por tanto sería necesario el uso de compuertas al inicio del canal para evitar un desbordamiento. Resumiendo los resultados:

- El *retardo* obtenido es de 3h y 50 minutos.
- La atenuación es de $20,30 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $4.595,64 \text{ m}^3$.

Canal de Pertusa

El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 30.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

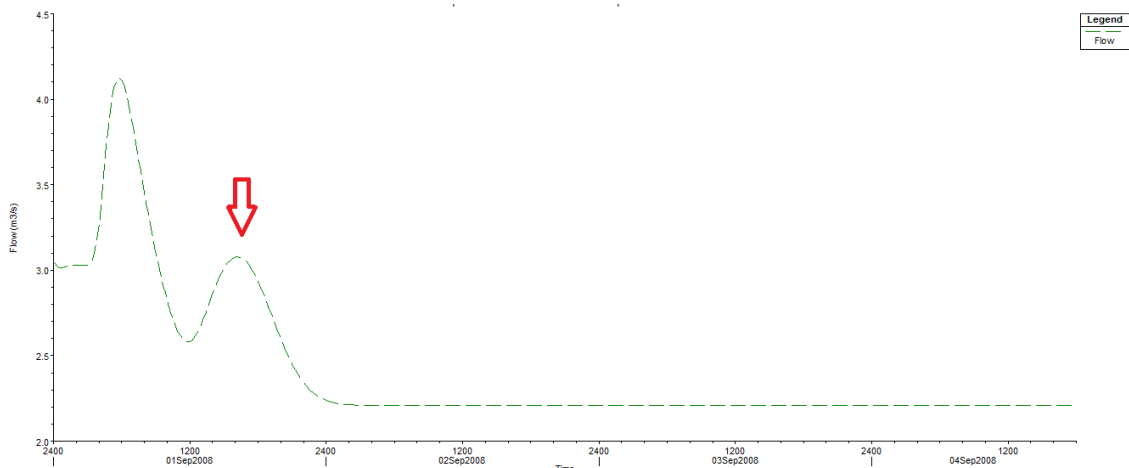


Figura nº 120. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

Presenta dos máximos de caudal. No obstante es probable que el primero de los dos picos se deba al paso del caudal inicial de los tramos de canal aguas arriba establecidos en la simulación, ya que este pico se produce a las 6h00 desde el inicio, 4 horas antes del pico de caudal del tramo 2.2 del Cinca, que está 30 kilómetros aguas arriba. Por tanto el pico de caudal considerado es el segundo, con 3,08 m³/s a las 16h10' del inicio de la simulación. De este modo:

- El *retardo* para el aumento de caudal en el canal del Cinca es de 12h y 40'.
- Su atenuación es de 36,92 m³/s.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de 782,30 m³.

Canal de Monegros

El valor máximo de caudal (40m³/s) se da en el instante 3h30.

Puntos de referencia estudiados:

- Final del tramo 1.1: P.K 4+400

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

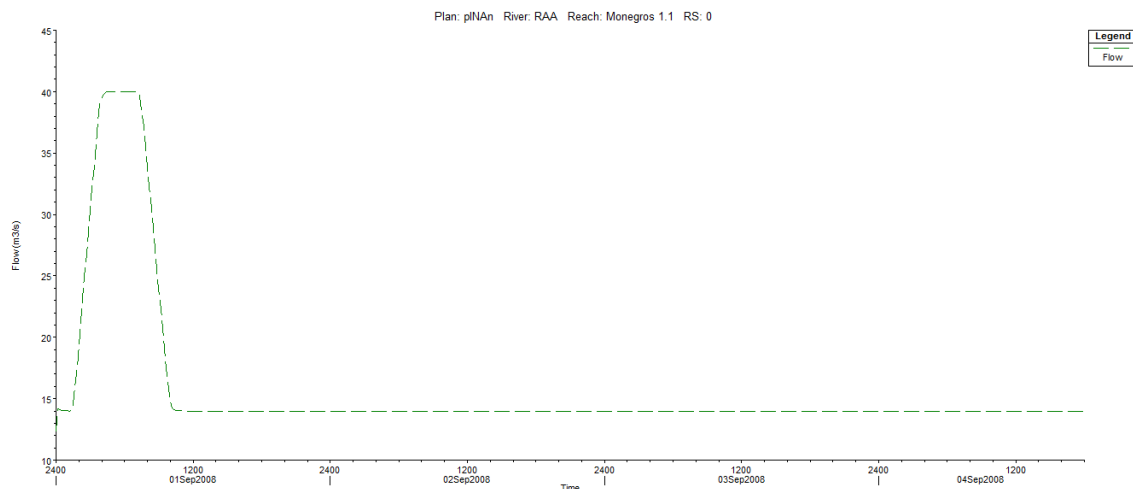


Figura nº 121. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 6h20. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 2h y 50 minutos.
- La atenuación es de $0 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $5.097,30 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 1.2: P.K 20+200

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

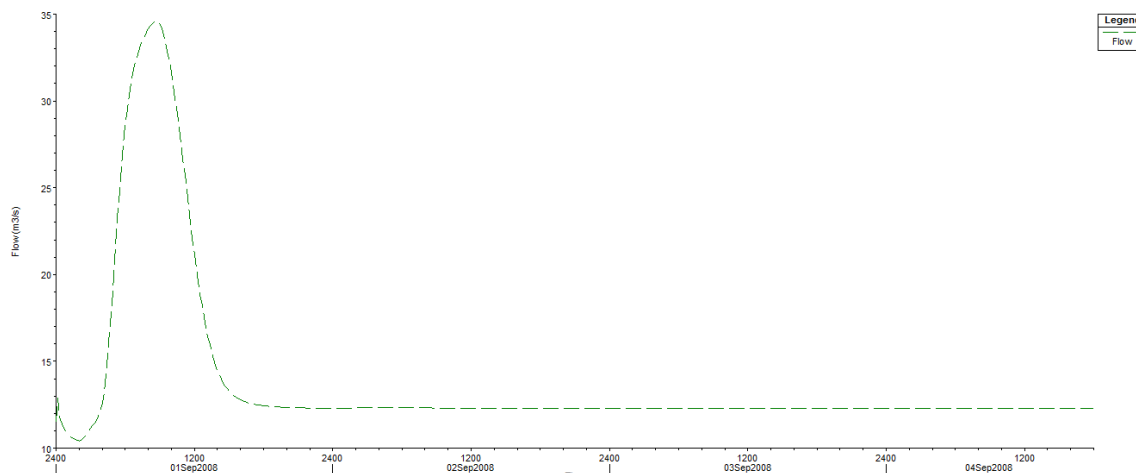


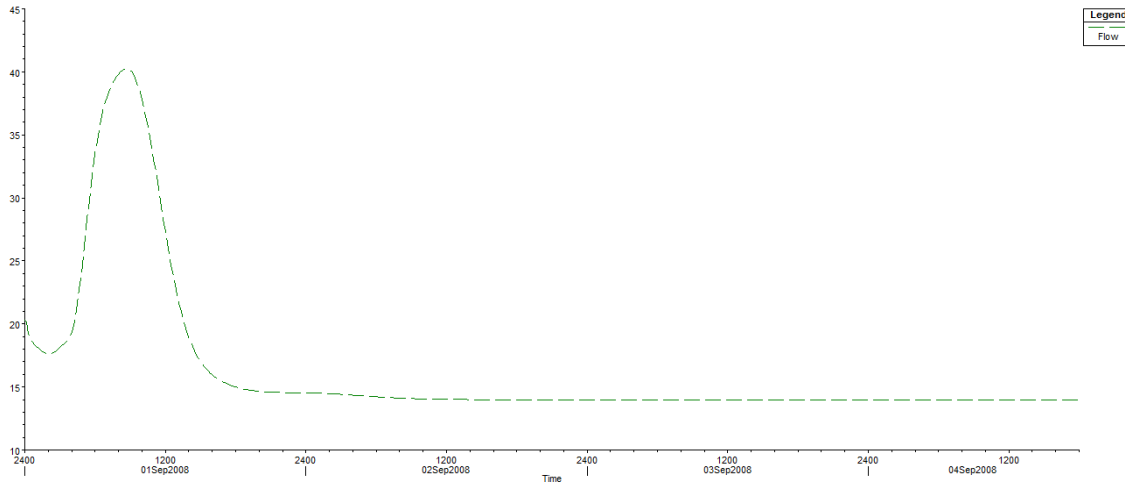
Figura nº 122. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

El valor máximo de caudal es de $34,62 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 8h40. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 5h y 10 minutos.
- La atenuación es de $5,38 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de 4472.04 m^3 .

- Final del tramo 1.3: P.K 20+500

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

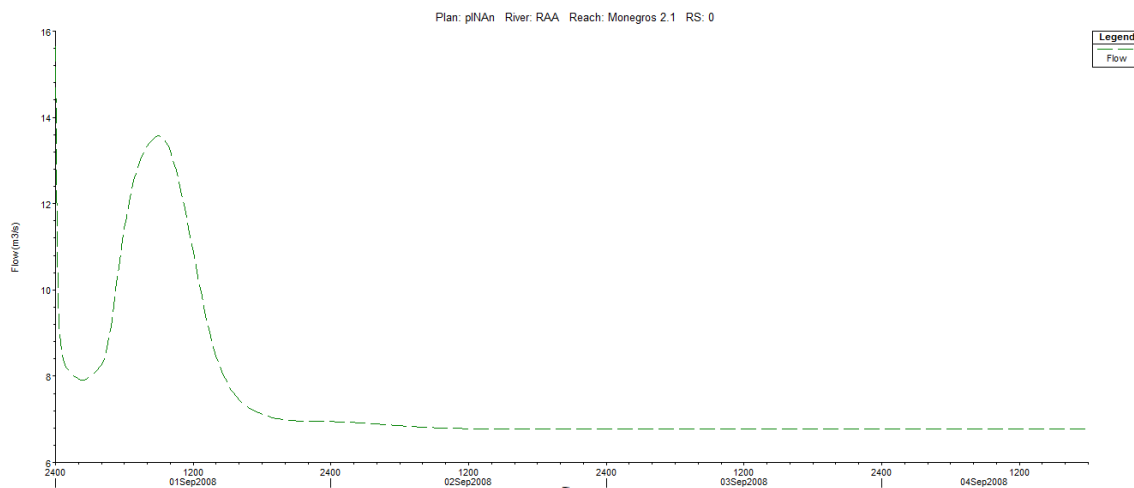


El valor máximo de caudal es de $40,27 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 8h40. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 5h y 10 minutos.
- La atenuación es de $-0,27 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $5.290,76 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 2.1: P.K 22+500

La curva de caudal obtenida es la siguiente:



El valor máximo de caudal es de $13,57 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 9h00. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 5h y 30 minutos.

- La atenuación es de $26,43 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $2.407,02 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 2-3-4: P.K 92+500

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

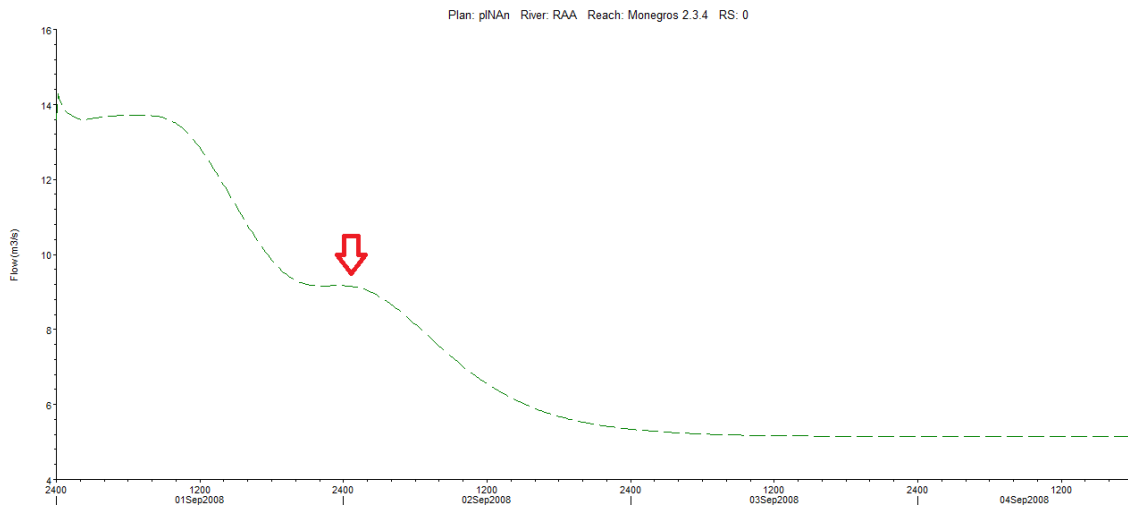


Figura nº 125. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

Presenta dos máximos de caudal. El primero es de $13,70 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 7h00. El segundo es de $9,17 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 23h30. Por tanto:

No obstante es probable que el primero de los dos picos se deba al paso del caudal inicial de los tramos de canal aguas arriba establecidos en la simulación, ya que este pico se produce a las 7h00 desde el inicio, dos horas antes del pico de caudal del tramo 2.1, que está 70 kilómetros aguas arriba. Por tanto el pico de caudal considerado es el segundo. De este modo:

- El *retardo* para el aumento de caudal en el canal de Monegros es de 20 horas.
- Su atenuación es de $30,83 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $2.412,48 \text{ m}^3$.

- Final del tramo 5: P.K 109+500

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

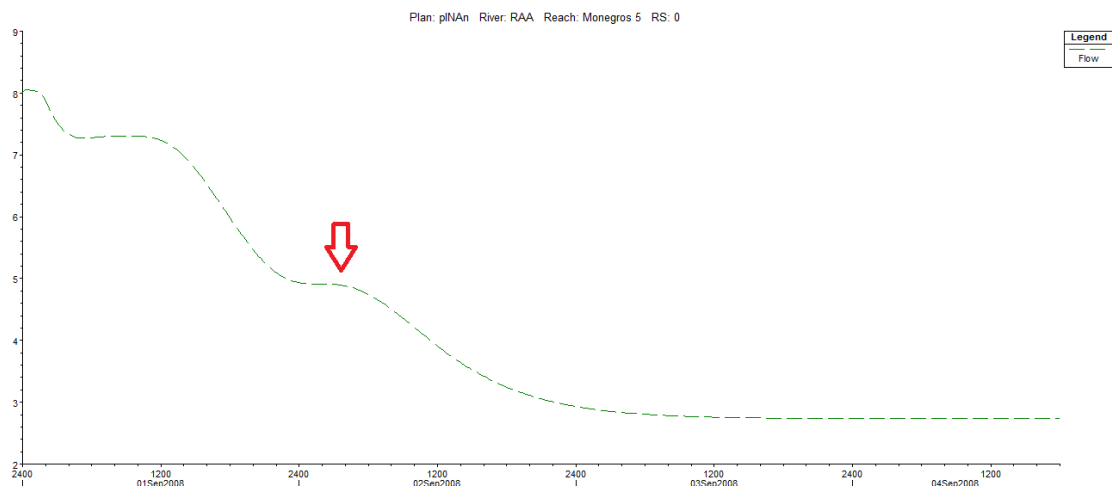


Figura nº 126. Curva de caudal obtenida al final del tramo estudiado.

Por el mismo razonamiento del apartado anterior, el pico de caudal considerado para determinar el retardo será el segundo. Se produce un valor máximo de $4,91 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 25h 50' del inicio de la simulación.

- El *retardo* para el aumento de caudal en el canal de Monegros es de 22h y 20 minutos.
- Su atenuación es de $35,09 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $1.341,52 \text{ m}^3$.

Acequia de la Violada

Se estudiará en este apartado únicamente el tramo 1 del canal, ya que el tramo 2 tiene la función de desagüe del caudal sobrante, y tiene una capacidad de transporte 10 veces menor. El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 21.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

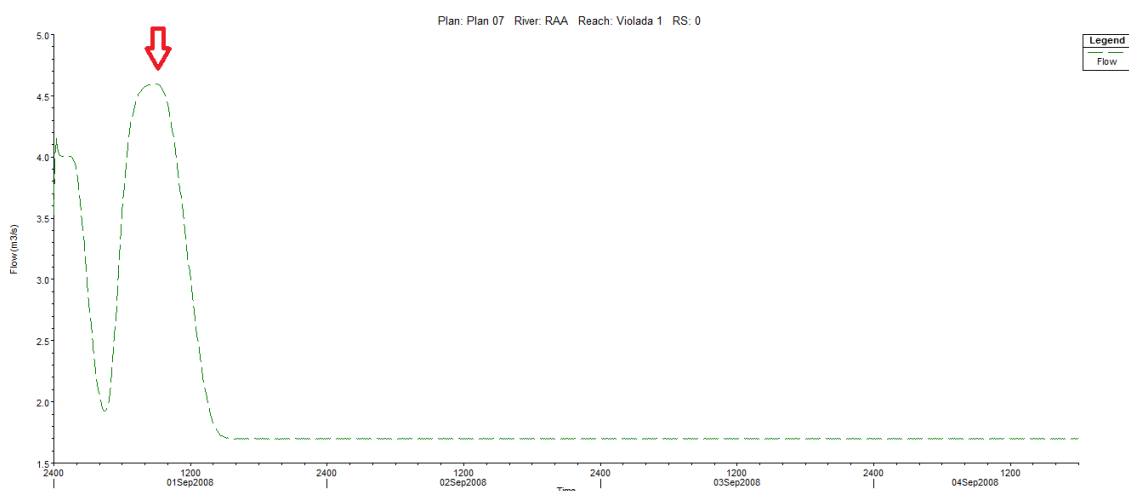


Figura nº 127. Curva de caudal obtenida al final de la acequia de la Violada.

Presenta dos máximos de caudal. No obstante es probable que el primero de los dos picos se deba al paso del caudal inicial establecido, el cual disminuye bruscamente al tratarse de un canal que presenta una pendiente muy superior en su tramo final. Por tanto el pico de caudal considerado es el segundo, con $4,60 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 8h55' del inicio de la simulación. De este modo:

El valor máximo de caudal es de $4,60 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 8h55'. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 5h y 25 minutos.
- La atenuación es de $35,40 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $639,54 \text{ m}^3$.

Acequia 'Q'

El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 22+500.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

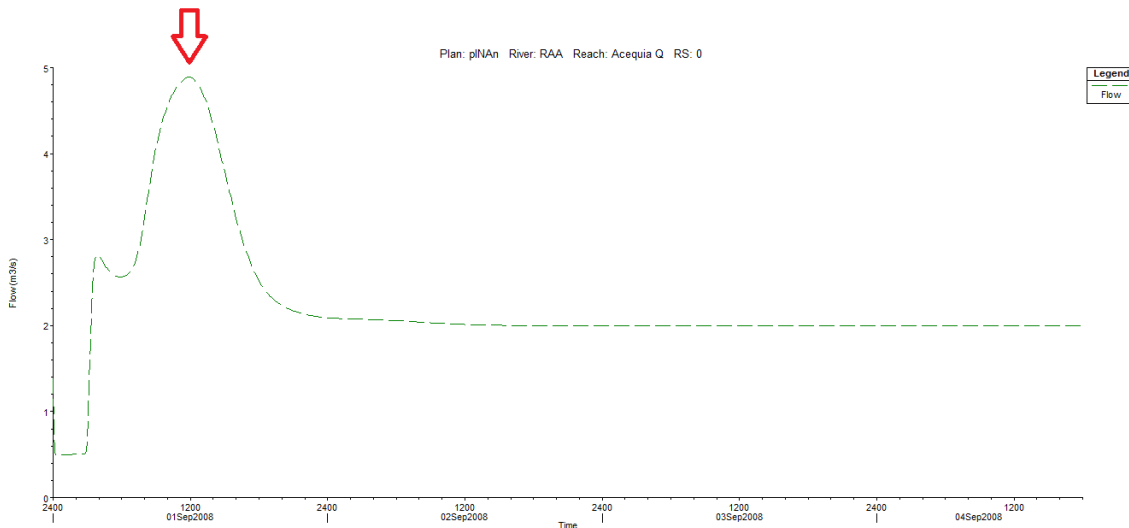


Figura nº 128. Curva de caudal obtenida al final de la acequia 'Q'.

Presenta dos máximos de caudal. No obstante es probable que el primero de los dos picos se deba al paso del caudal inicial establecido, el cual disminuye bruscamente al tratarse de un canal que presenta una pendiente muy superior en su tramo final. Por tanto el pico de caudal considerado es el segundo, con $9,85 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 13h50' del inicio de la simulación. El valor de $9,85$ es muy superior a los $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad de transporte determinados en el apartado 3.1.1, por tanto sería necesario el uso de compuertas al inicio de la acequia para evitar un desbordamiento. Resumiendo los resultados:

El valor máximo de caudal es de $9,85 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 13h50. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 10h y 20 minutos.
- La atenuación es de $30,15 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $2.364,77 \text{ m}^3$.

Canal del Flumen

El final del canal: P.K 59.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

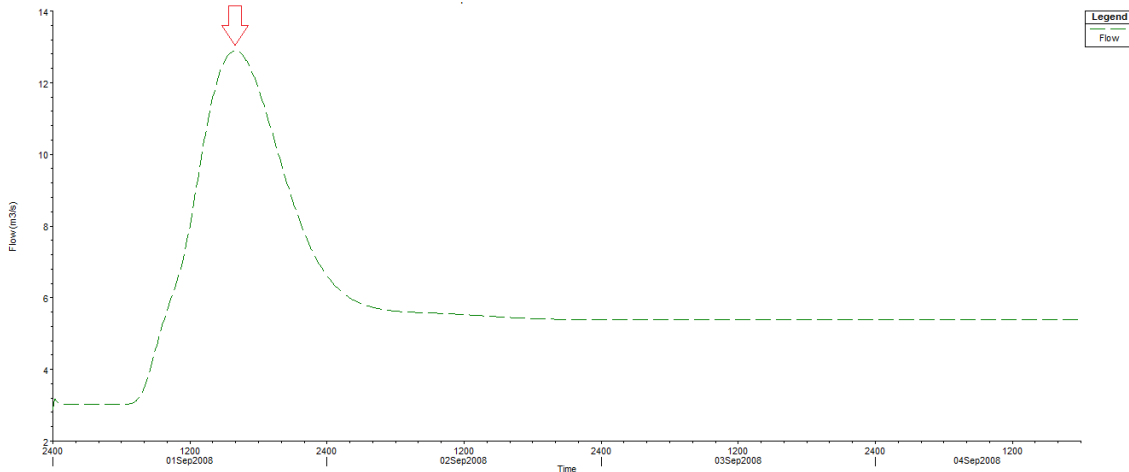


Figura nº 129. Curva de caudal obtenida al final del canal del Flumen.

El valor máximo de caudal es de $12,90 \text{ m}^3/\text{s}$ y se da en el instante 16h00. El valor de $12,90$ es superior a los $7,20 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad de transporte determinados en el apartado 3.1.1, por tanto sería necesario el uso de compuertas al inicio de la acequia para evitar un desbordamiento. Resumiendo los resultados:

- El *retardo* obtenido es de 12h y 30 minutos.
- La atenuación es de $27,10 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $1.908,30 \text{ m}^3$.

Canal de Sástago

El final del canal se encuentra en el punto kilométrico: P.K 12+800.

La curva de caudal obtenida es la siguiente:

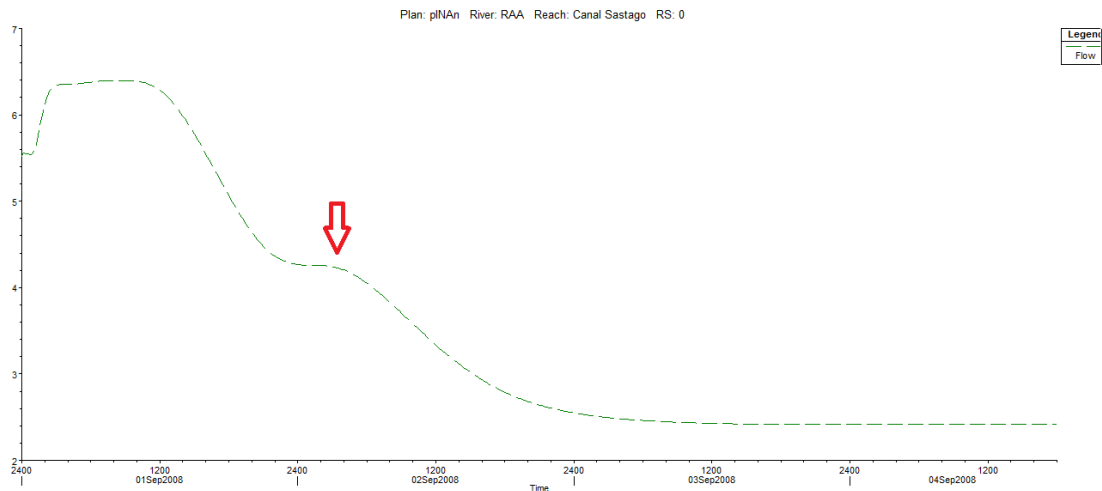


Figura nº 130. Curva de caudal obtenida al final del canal de Sástago.

El valor máximo de caudal es de $4,25 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que del mismo modo que en el tramo 5º del canal de Monegros se ha de considerar el segundo pico, y se da en el instante 26h40. Por tanto:

- El *retardo* obtenido es de 23h y 10 minutos.
- La *atenuación* es de $35,75 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen transportado durante las 90 horas de simulación es de $1.153,35 \text{ m}^3$.

Tabla resumen del estudio realizado

A continuación se presenta de forma de tabla los resultados obtenidos al final de cada uno de los tramos estudiados en la simulación realizada, a saber:

- *Retardo*, y por tanto tiempo transcurrido desde el inicio de la perturbación o aumento de caudal en el origen de los canales de transporte, hasta que llega el pico de caudal al punto de referencia. Por tanto se puede interpretar como el tiempo previsto con el que se debe anticipar un abastecimiento extra en cada uno de los canales de riego, en función de la situación de las tomas.
- Porcentaje del caudal recibido en el punto de referencia en el momento en que se produce el pico. Es el porcentaje que supone la diferencia entre la *atenuación* y el máximo caudal circulante por el inicio de los canales de transporte. Dicho porcentaje quedaría reducido en el momento en que se establecen compuertas o estructuras de regulación, como se ha descrito en algunos casos.
- El volumen de agua transportado durante la simulación de 90 horas de duración. Tan solo se trata de la integral de la curva (Q/t) en una situación determinada. La utilidad de dichos valores se limitaría a una situación idéntica a la descrita en el inicio de este apartado, suponiendo cierta veracidad de la simulación.

Relación de resultados obtenidos:

Nombre del canal	Punto kilométrico de referencia	Retardo	% de Caudal recibido respecto al origen	Volumen de agua transportado m³
Canal del Cinca	P.K 4+600	3h 20'	100.0	9.332,18
	P.K 21+400	4h 40'	50.7	4.761,82
	P.K 30+700	5h 50'	38.7	3.682,87
	P.K 38+100	6h 40'	13.9	1.344,81
	P.K 89+600	7h 20'	15.7	818,04
Canal de Monegros	P.K 4+400	2h 50'	100.0	5.097,30
	P.K 20+200	5h 10'	86.6	4472,04
	P.K 20+500	5h 10'	100.7	5.290,76
	P.K 22+500	5h 30'	33.9	2.407,02
	P.K 92+500	20h	22.9	2.412,48
	P.K 109+500	22h 20'	12.3	1.341,52
Violada 1	P.K 21	5h 25'	11.5	639,54
Acequia Q	P.K 22+500	8h 25'	12.2	722,74
El grado 2	P.K 3+500	3h 50'	49.3	4.595,64
Acequia de Selgua	P.K 19+100	7h 20'	11.9	1079,07
Canal de Terreu	P.K 50+200	10h 20'	24.6	2.364,77
Canal de Pertusa	P.K 30	12h 40'	7.7	782,30
Canal del Flumen	P.K 59	12h 30'	32.3	1.908,30
Canal de Sástago	P.K 12+800	23h 10'	10.6	1.153,35

Tabla 5. Resultados obtenidos en la simulación.

3.1.3 Retardo de un aumento del suministro en función del embalse 'origen'

En esta tercera y última simulación rutinaria se pretende simular diferentes situaciones en las que se medirá el *retardo* en el punto final del canal de Monegros de un aumento del suministro, variando el punto de origen de dicho aumento de caudal. Estas situaciones se describen a continuación:

- Situación A: Aumento de caudal en el inicio del canal de Monegros, en el embalse de la Sotonera. El resto de canales permanecerán cerrados.
- Situación B: Aumento de caudal en el inicio del canal del Cinca, en el embalse de El Grado. El resto de canales permanecerán cerrados.
- Situación C: Aumento de caudal en el P.K. 14 del canal de Monegros, punto donde se incorporará el caudal procedente del futuro embalse de Almudévar. El resto de canales permanecerán cerrados.

Para cerrar los canales que no intervengan se ubicará un talud o vertedero, en HEC-RAS denominado '*weir*' el cual evitará el paso de caudal.

El hidrograma de las tres situaciones será el mismo, y responderá a un aumento de caudal considerable, desde entre $0,03 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Este aumento de caudal tan acusado asegurará la percepción del tiempo de retardo en los resultados que se obtengan, lo cual no ha sido posible en todos los casos del apartado anterior.

A partir del inicio de la simulación, transcurridas 1,5 horas comenzará el incremento de caudal, alcanzando los $30 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 3,5 horas desde el inicio. Este valor se mantendrá durante 4 horas, con una posterior disminución de duración 2 horas hasta alcanzar nuevamente el valor inicial de $0,03 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 9,5 horas desde el inicio. Se prolongará la simulación hasta las 90 horas (3 días y 18 horas) desde el inicio para poder apreciar el *retardo* en el final del canal de Monegros. Tan solo hará falta resta 3,5 horas al instante con valor máximo de caudal en dicho punto para obtener el valor del retardo obtenido.

La siguiente figura muestra gráficamente la evolución del caudal en la cabecera de cada uno de los tres embalses antes citados, desde el inicio de la simulación:

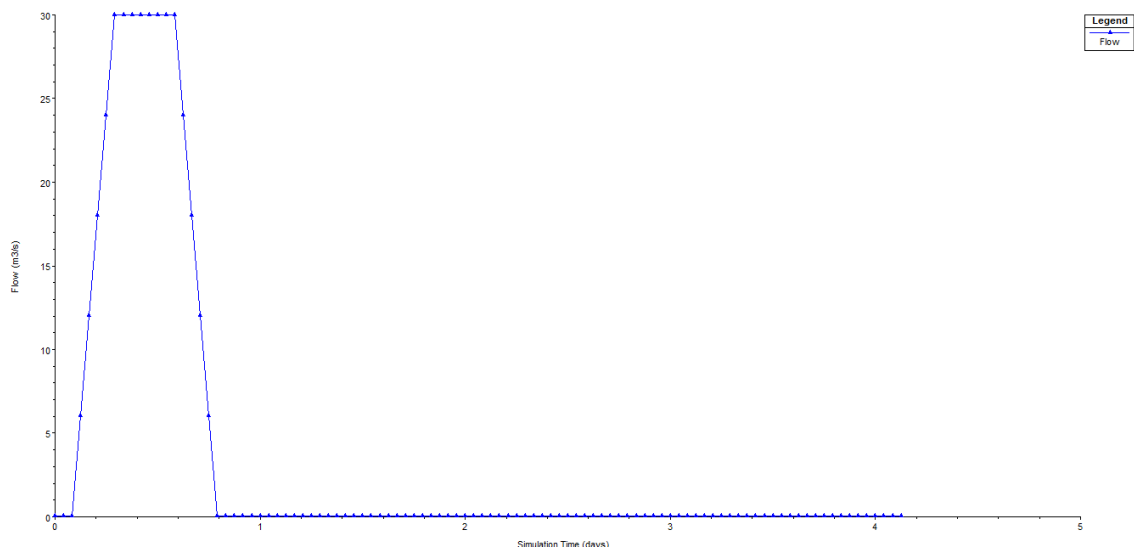


Figura nº 131. Hidrograma introducido en la cabecera de cada canal, según el embalse de 'origen'.

Como se puede apreciar en el diagrama Q/t el aumento de caudal tiene forma de trapecio, el cual presenta una meseta de 4 horas.

Situación A:

Se estudiará un posible aumento de caudal en el inicio del canal de Monegros, en el embalse de la Sotonera. El resto de canales permanecerán cerrados. Por tanto, y del mismo modo que en el apartado 3.1.2 se establecerá un hidrograma ascendiente y luego descendiente en la cabecera del canal de Monegros.

La siguiente figura indica en color rojo los tramos de canal por donde fluirá el caudal. Los tramos verdes son inoperativos en este caso.

Con una flecha azul se indica en punto de partida del caudal, y con un triángulo morado el punto donde se observará su *retardo*.

La longitud total a recorrer es de 109 kilómetros y 500 metros.

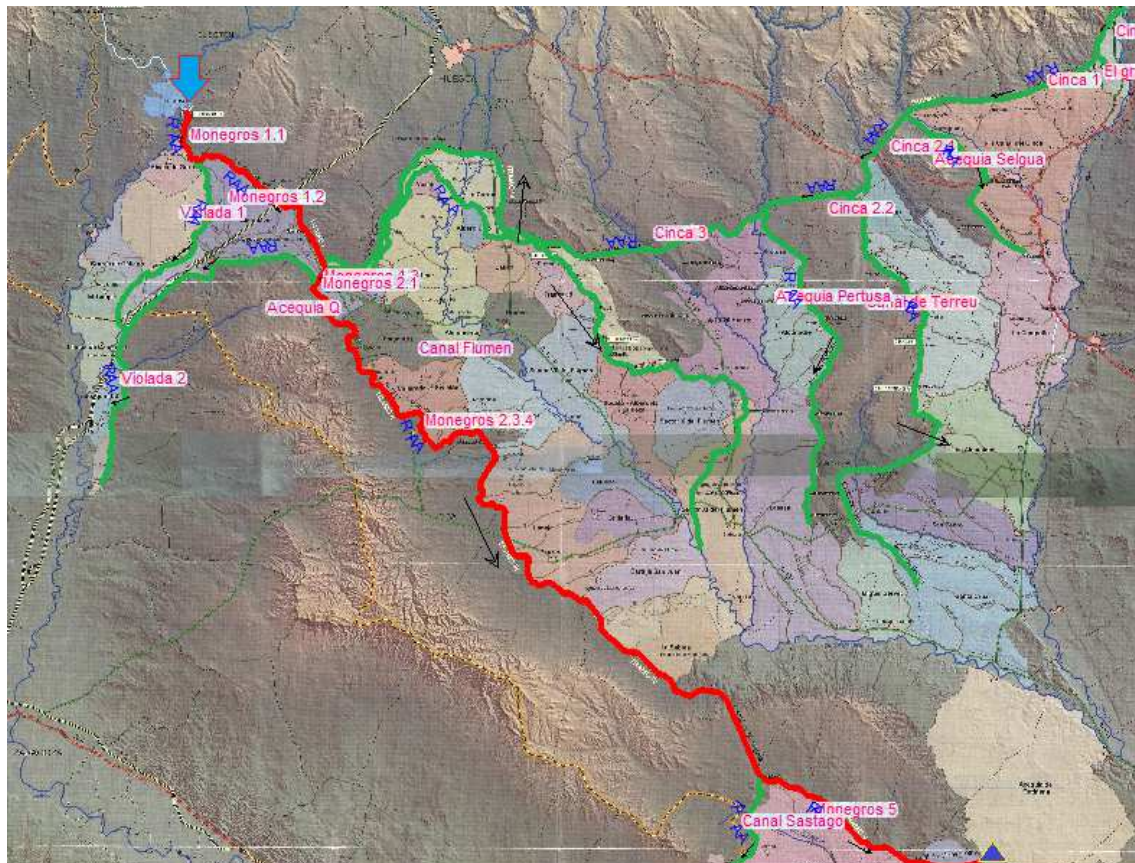


Figura nº 132. Trazado de los tramos de canal por donde discurrirá el agua en esta simulación.

La gráfica obtenida de la evolución del caudal al final de canal de Monegros es la siguiente:

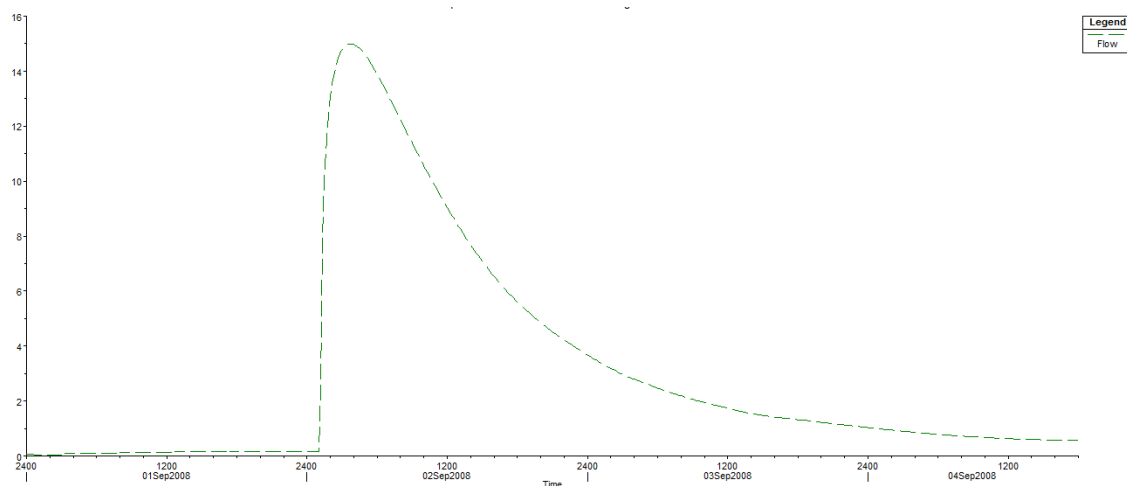


Figura nº 133. Curva de caudal obtenida al final del canal de Monegros.

Se puede apreciar la deformación sufrida por el 'trapezio' inicial, el cual pierde valor máximo de caudal, por tanto sufre una 'atenuación', conservando sin embargo un área debajo de la curva, por tanto un volumen.

El pico de caudal se produce en el instante 27 h 40' del inicio de la simulación, por tanto el *retardo* obtenido es de 24h 10'.

Situación B:

Se estudiará un aumento de caudal en el inicio del canal del Cinca, en el embalse de El Grado. El resto de canales permanecerán cerrados. El resto de canales permanecerán cerrados. Por tanto se establecerá un hidrograma ascendiente y luego descendiente en la cabecera del canal del Cinca.

La siguiente figura indica en color rojo los tramos de canal por donde fluirá el caudal. Los tramos verdes son inoperativos en este caso.

Con una flecha azul se indica en punto de partida del caudal, y con un triángulo morado el punto donde se observará su *retardo*.

La longitud total a recorrer es de 178 kilómetros y 900 metros.

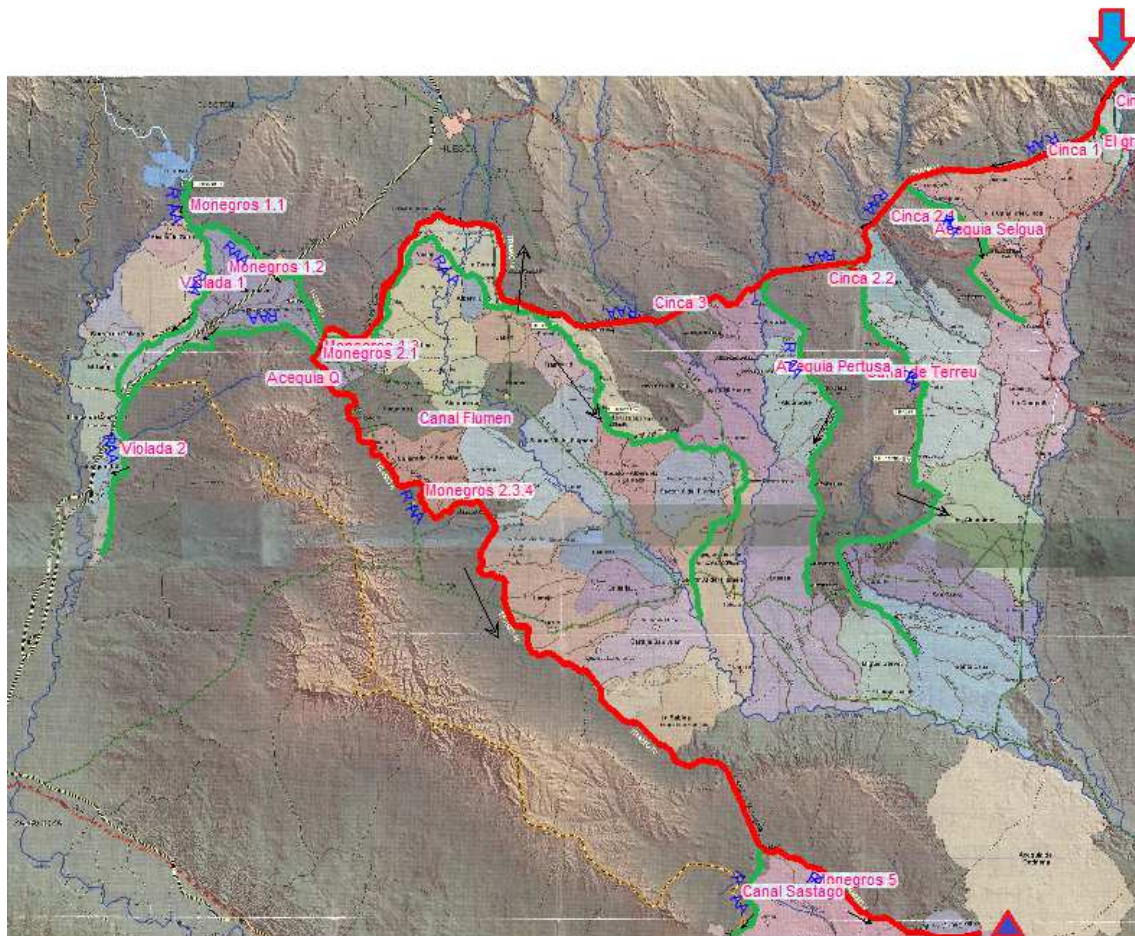


Figura nº 134. Trazado de los tramos de canal por donde discurrirá el agua en esta simulación.

La gráfica obtenida de la evolución del caudal al final de canal de Monegros es la siguiente:

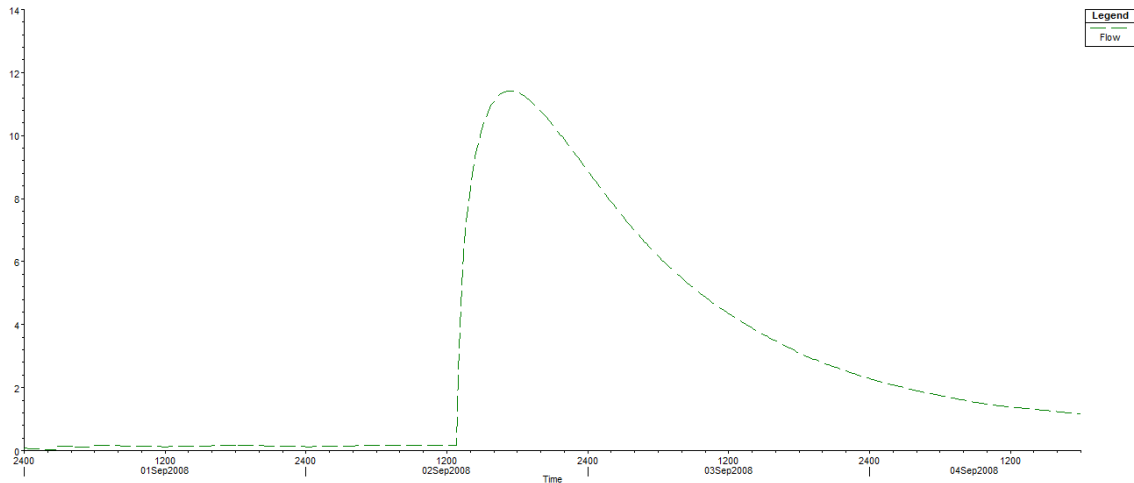


Figura nº 135. Curva de caudal obtenida al final del canal de Monegros.

El pico de caudal se produce en el instante 41 h 20' del inicio de la simulación, por tanto el *retardo* obtenido es de 37h 50'.

Situación C:

Se estudiará un aumento de caudal en el P.K. 14 del canal de Monegros, punto donde se incorporará el caudal procedente del futuro embalse de Almudévar. El resto de canales permanecerán cerrados. Por tanto se establecerá un hidrograma ascendiente y luego descendiente en la cabecera el P.K 14 del Canal de Monegros.

Se estudiará un aumento de caudal en la futura unión del embalse de Almudévar con el canal de Monegros, en torno al P.K. 14. El resto de canales permanecerán cerrados. Por tanto se establecerá un hidrograma ascendiente y luego descendiente en el P.K 14 del canal de Monegros.

Para realizar dicha simulación será necesario editar dicho canal eliminando los primeros 14 kilómetros.

La siguiente figura indica en color rojo los tramos de canal por donde fluirá el caudal. Los tramos verdes son inoperativos en este caso.

Con una flecha azul se indica en punto de partida del caudal, junto a la futura ubicación del embalse de Almudévar y con un triángulo morado el punto donde se observará su *retardo*.

La longitud total a recorrer es de 95 kilómetros y 500 metros.

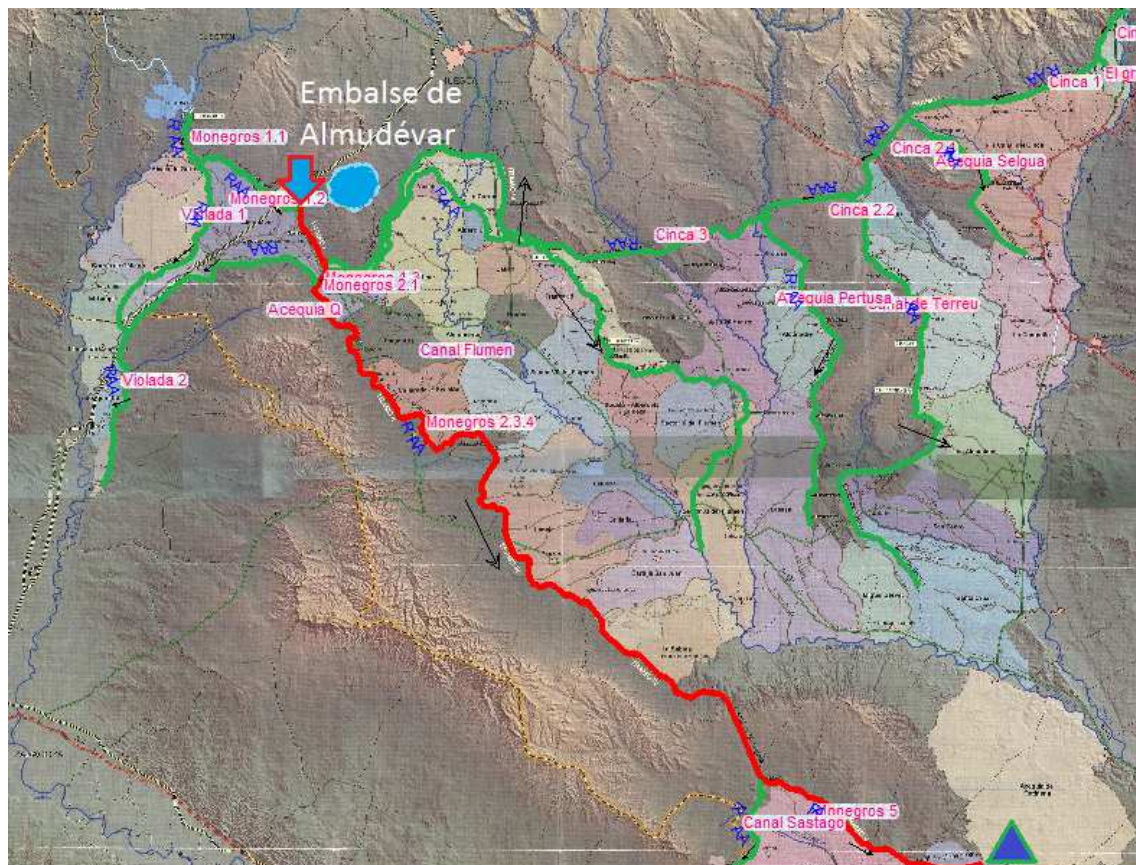


Figura nº 136. Trazado de los tramos de canal por donde discurrirá el agua en esta simulación.

La gráfica obtenida de la evolución del caudal al final de canal de Monegros es la siguiente:

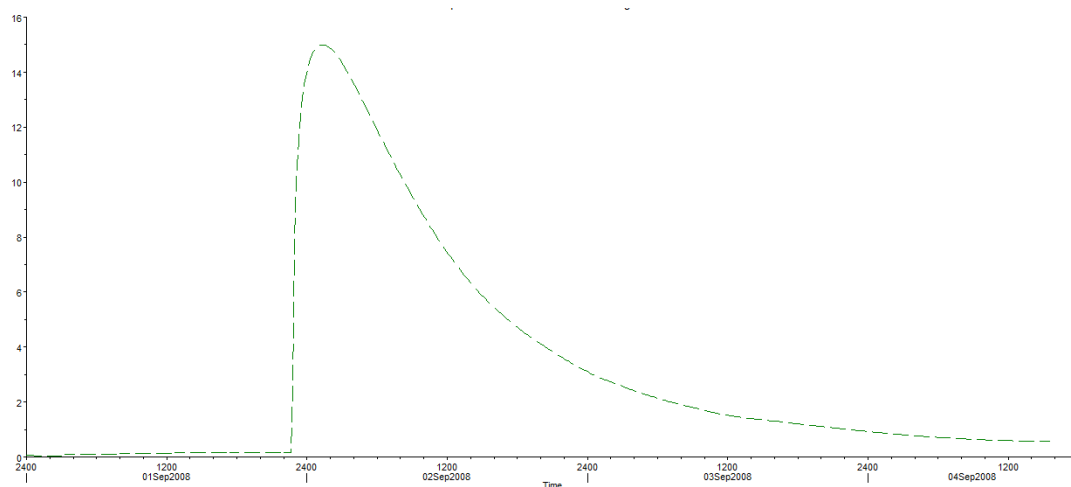


Figura nº 137. Curva de caudal obtenida al final del canal de Monegros.

El pico de caudal se produce en el instante 25h 20' del inicio de la simulación, por tanto el *retardo* obtenido es de 21h50'.

Por último, y para comparar las tres gráficas obtenidas, se ha introducido los valores tabulados de las gráficas anteriores a una hoja de cálculo Excel, de donde se ha obtenido el resultado gráfico que se aprecia a continuación:

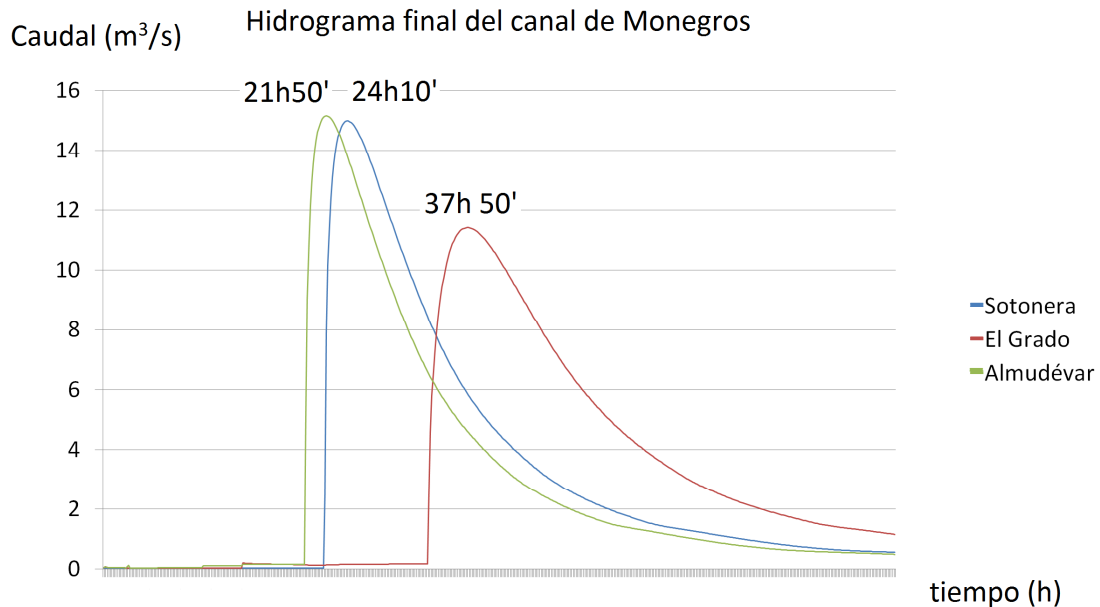


Figura nº 138. Gráfica de los caudales obtenidos al final del canal del Monegros en los diferentes casos estudiados.

Por tanto el menor *retardo*, como era de prever se ha producido abasteciendo el caudal desde el futuro nuevo embalse de Almudévar, con 21 horas y 50 minutos, ya que se encuentra más cerca del punto de referencia.

En segundo lugar está el abastecimiento desde el embalse de la Sotonera, desde donde se ha cuantificado con HEC-RAS un *retardo* de 24 horas y 10 minutos.

Por último el abastecimiento de caudal desde el embalse de El Grado se ha cuantificado en 37 horas y 50 minutos, algo menos de dos días. Esta última opción se realiza en campañas en que el embalse de la Sotonera está menos lleno, y se dispone de excedentes en el embalse de El Grado. Se puede apreciar en este último caso que los 30 m^3/s de caudal máximo se atenúan hasta menos de 12 m^3/s .

Con esta simulación se puede apreciar la rapidez de la disponibilidad de un abastecimiento de agua, en función del embalse que suministre dicho aumento de caudal, pudiendo determinar qué reducción del *retardo* del suministro se consigue con la construcción del embalse de Almudévar. Se trataría de una reducción del retardo de 2h y 20 minutos, con respecto al tiempo necesario desde el embalse de la Sotonera.

3.1.3.1 Tiempo de viaje y tiempo de tránsito

En este apartado se analizarán los resultados obtenidos en el apartado anterior desde un punto de vista teórico. Es posible encontrar una relación entre el tiempo que tarda el agua en recorrer un canal (en adelante *tiempo de viaje*), el tiempo que tarda en llegar una onda al final del canal (en adelante *tiempo de tránsito*), mediante el número de Froude.

Realmente en su definición, el número de Froude relaciona la velocidad media de un fluido con la celeridad de perturbaciones superficiales pequeñas. No obstante, asemejando las situaciones estudiadas en el apartado 3.1.3 se entenderá por celeridad a la velocidad con que avanza un aumento de caudal, en adelante “onda”.

El número de Froude se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$Fr = \frac{v}{c}$$

Siendo ‘v’ la velocidad media de un fluido, y ‘c’ la celeridad de un fluido, o velocidad con la que se desplaza una perturbación u onda a través de la lámina libre.

Del mismo modo la celeridad ‘c’ se puede expresar como:

$$c = \sqrt{g \cdot \bar{y}}$$

Siendo ‘g’ la gravedad e ‘ \bar{y} ’ el calado equivalente de cada sección.

Quedando la primera expresión del número de Froude como:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \bar{y}}}$$

En el caso anterior estudiado se puede entender la velocidad ‘v’ como la distancia del canal recorrido por el agua dividida por el tiempo que tarda en recorrerlo. Del mismo modo se puede entender de forma aproximada la celeridad ‘c’ como la distancia recorrida por la onda, que produce el aumento de caudal que se ha estudiado en cada caso, dividida por el tiempo que tarda.

Existirá una diferencia considerable cuando el canal estudiado vaya más o menos lleno. Por ejemplo con un canal más lleno el *radio hidráulico* aumentará, produciendo un aumento de la velocidad de viaje. Del mismo modo un canal más lleno presenta un

valor de calado equivalente (y) superior. Se supondrá en adelante que en dicha situación los valores de ' c ' y ' v ' aumentarán proporcionalmente. En adelante el valor que indica esta proporcionalidad se denominará ' k '. Se trata teóricamente de la inversa del número de Froude.

Con las suposiciones antes mencionadas, y aceptando los posibles errores de cálculo que se podrían originar, se dispone a estimar lo siguiente:

- El *tiempo de viaje* y *tiempo de tránsito* de los escenarios descritos en el apartado 3.1.3 para valores diferentes de caudal.

Estos valores de tiempo serán menores a mayor caudal, y como en el apartado 3.1.3 se partió de una situación estacionaria con caudal entre 0,03 m³/s y un posterior aumento hasta 30m³/s, se puede obtener esta relación ' k ', la cual aplicar a un escenario en que el aumento de caudal no se produzca con el canal casi vacío, sino en una situación de servicio, por ejemplo con 20m³/s.

En primer lugar, para obtener el valor ' k ' es necesario conocer el tiempo de viaje para al menos una de las tres situaciones estudiadas en el apartado 3.1.3. Se empleará los valores de *Travel time average* (Tiempo de viaje) para el apartado A) anterior.

Recordando dicho apartado: Se estudiaba el *tiempo de tránsito* o *retardo de la onda* producida al final del canal de Monegros, aumentando el caudal de 0,03 m³/s a 30 m³/s.

Se tomarán los valores de *Travel time average* al final de la simulación anterior, para el inicio de cada uno de los tramos del canal de Monegros, y se sumarán, obteniendo así el *tiempo de viaje* para el canal casi lleno.

Tramo de canal	<i>Travel time average (h)</i>
Monegros 1.1	2.21
Monegros 1.2	11.84
Monegros 1.3	0.2
Monegros 2.1	2.97
Monegros 2-3-4	91.75
Monegros 5	8.8
TOTAL	117.77

Tabla 6. Tiempos de viaje para la simulación 3.1.3.

Comparando el valor de 117,77 horas de *tiempo de viaje* con las 24,16 horas que *tiempo de tránsito* de la onda, la relación ' k ' obtenida es de

$$\frac{117,77}{24,16} = 4,87 \approx 5$$

Por tanto, y según las suposiciones antes explicadas, la relación entre el *tiempo de viaje* y el *tiempo de tránsito* de una onda será de en torno a un valor de 5.

Se estudiará un régimen estacionario en el canal de Monegros, estableciendo $20 \text{ m}^3/\text{s}$, para obtener un valor de *tiempo de viaje* mediante la variable *Travel time average*.

Posteriormente, dividiendo este valor entre 'k' se obtendrá el *tiempo de tránsito* de la onda, que teóricamente será el tiempo que tardaría en llegar un aumento de caudal a final del canal, en unas condiciones de calado diferentes a las del apartado 3.1.3.

Se realizará la misma operación con los casos B) y C) del apartado 3.1.3, suponiendo que se mantiene la misma relación 'k' entre el *tiempo de viaje* y el *tiempo de tránsito* de una onda.

Apartado A'

Se trata del abastecimiento del final de canal de Monegros desde el embalse de la Sotonera. Mediante un estudio en régimen estacionario del canal de Monegros, con $20 \text{ m}^3/\text{s}$ en cabecera se obtienen los valores de *Travel time average* siguientes:

Tramo de canal	<i>Travel time average (h)</i>
Monegros 1.1	1.26
Monegros 1.2	5.46
Monegros 1.3	0.09
Monegros 2.1	0.29
Monegros 2-3-4	24.06
Monegros 5	2.83
TOTAL	34

Tabla 7. Tiempo de viaje para el para el trazado del apartado A con $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dividiendo el *tiempo de viaje* obtenido entre el valor 'k' de 5 obtenemos el siguiente *tiempo de tránsito*:

$$\frac{34}{5} = 6,8 \approx 7 \text{ horas}$$

Se trata por tanto del tiempo que tardaría en llegar un aumento de caudal a final del canal, en unas condiciones iniciales de $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Apartado B'

Se trata del abastecimiento del final de canal de Monegros desde el embalse de El Grado. Mediante un estudio en régimen estacionario del canal del canal del Cinca unido al canal de Monegros, con $20 \text{ m}^3/\text{s}$ en cabecera se obtienen los valores de *Travel time average* siguientes:

Tramo de canal	<i>Travel time average (h)</i>
Cinca 0	0.99
Cinca 1	2.99
Cinca 2.1	1.85
Cinca 2.2	1.32
Cinca 3	11.60
Monegros 1.3	0.09
Monegros 2.1	0.29
Monegros 2-3-4	24.10
Monegros 5	2.61
TOTAL	45,84

Tabla 8. Tiempo de viaje para el trazado del apartado B con 20m³/s.

Dividiendo el *tiempo de viaje* obtenido entre el valor 'k' de 5 obtenemos el siguiente *tiempo de tránsito*:

$$\frac{45,84}{5} = 9,17 \approx 9 \text{ horas}$$

Se trata por tanto del tiempo que tardaría en llegar un aumento de caudal a final del canal, en unas condiciones iniciales de 20 m³/s.

Apartado C'

Se trata del abastecimiento del final de canal de Monegros desde el futuro embalse de Almudévar. Mediante un estudio en régimen estacionario del canal de Monegros, con 20 m³/s en cabecera se obtienen los valores de *Travel time average* siguientes:

Tramo de canal	<i>Travel time average (h)</i>
Monegros 1.2	2.96
Monegros 1.3	0.09
Monegros 2.1	0.29
Monegros 2-3-4	24.10
Monegros 5	2.83
TOTAL	30,27

Tabla 9. Tiempo de viaje para el trazado del apartado C con 20m³/s.

Dividiendo el *tiempo de viaje* obtenido entre el valor 'k' de 5 obtenemos el siguiente *tiempo de tránsito*:

$$\frac{30,27}{5} = 6,05 \approx 6 \text{ horas}$$

Se trata por tanto del tiempo que tardaría en llegar un aumento de caudal a final del canal, en unas condiciones iniciales de 20 m³/s.

Resultados obtenidos

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos en este apartado.

Embalse origen	Tiempo de viaje (del agua)	Tiempo de tránsito (de onda)
Sotonera	34h	6h 48'
El Grado	45h 50'	9h 10'
Almudévar	30h 16'	6h 3'

Tabla 10. Resultados obtenidos de tiempo de onda y tiempo de viaje.

Se puede observar como los valores para el retardo de un aumento de caudal son muy inferiores cuando los canales por los que discurre están más llenos.

Por supuesto para verificar estos resultados sería conveniente una fase empírica del estudio. De este modo se podrían obtener valores aproximados del tiempo de llegada de un aumento de caudal en función del caudal circulante, ya que influye muy notablemente.

3.2 Simulación de un escenario excepcional

El escenario excepcional que se estudiará consiste en una simulación de rotura del acueducto de Tardienta. Dicha rotura podría producirse por ejemplo al romperse uno de los pilares que lo sostiene, por asentamientos de terreno o por el choque accidental de un vehículo pesado.

El acueducto se encuentra en el canal de Monegros, en el P.K 22. Supone un régimen transitorio rápido.

El acueducto tiene una sección semicircular de 3,7 metros de radio. La sección anterior es triangular y la sección posterior trapezoidal. Para realizar dicha simulación de vaciado rápido se ubicará una compuerta lateral de 50 metros por 3,5 metros de alto en el P.K 23 +500 metros, la cual realizará una apertura total en un instante determinado, dejando pasar el agua que atraviese el tramo del canal.

La siguiente figura representa el tramo de canal estudiado, siendo el rectángulo de en medio la compuerta lateral mencionada:

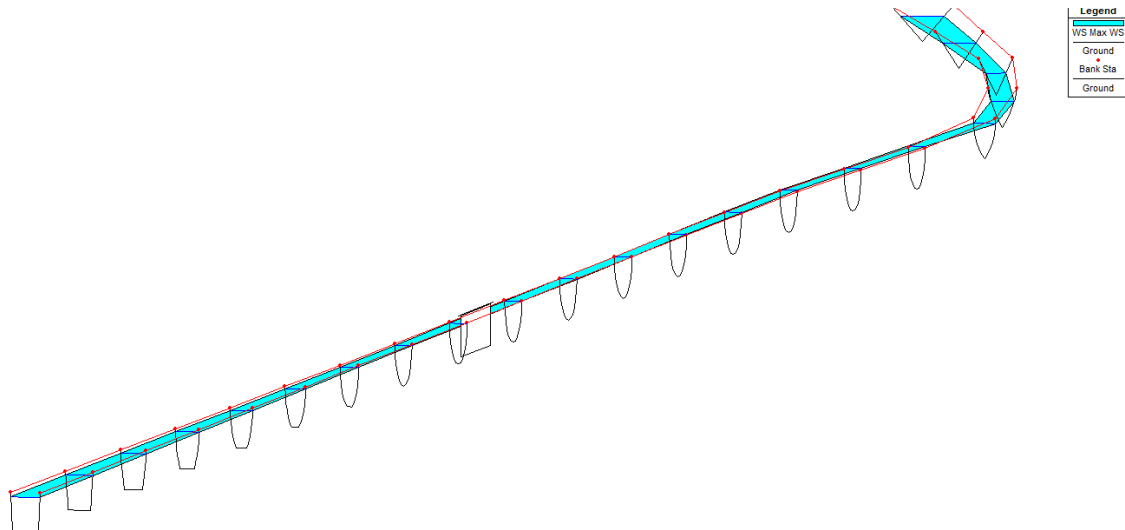


Figura nº 139. Tramo de canal estudiado, donde se ubica el acueducto.

La simulación durará 50 horas. La situación estudiada partirá de un caudal circulante de 30 m³/s. A las 6 horas del inicio de la simulación se procederá a la apertura de la compuerta lateral, la cual representará la brecha que supone la rotura del acueducto. En una situación como ésta la reacción debería ser la de cerrar la compuerta del canal de Monegros del *abrazo de Tardienta*, y posteriormente la del embalse de la Sotonera, para minimizar las pérdidas de agua y los daños que produciría la inundación generada.

El cierre de compuertas se estudiará entre 1 y 12 horas después de la rotura. Este cierre de compuertas se representará en la simulación cortando el suministro de caudal como *condición aguas arriba*.

La siguiente figura muestra un perfil longitudinal de la situación inicial previa a la rotura del acueducto. El flujo discurre de derecha a izquierda.

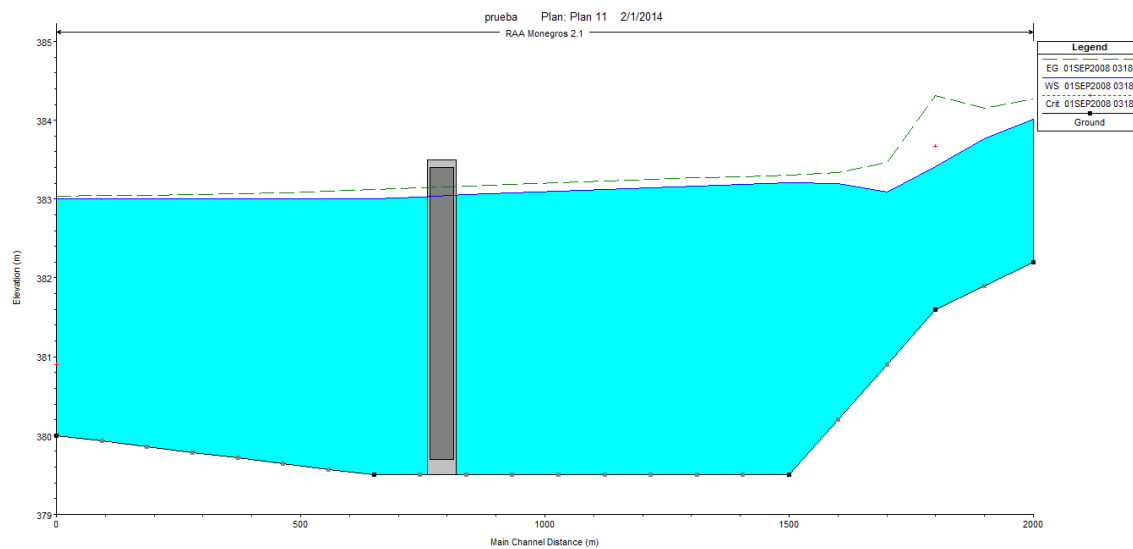


Figura nº 140. Tramo del acueducto en su situación inicial.

La siguiente figura muestra la apertura de la compuerta a mitad de apertura. Se puede apreciar un retroceso de la lámina de agua posterior a la compuerta.

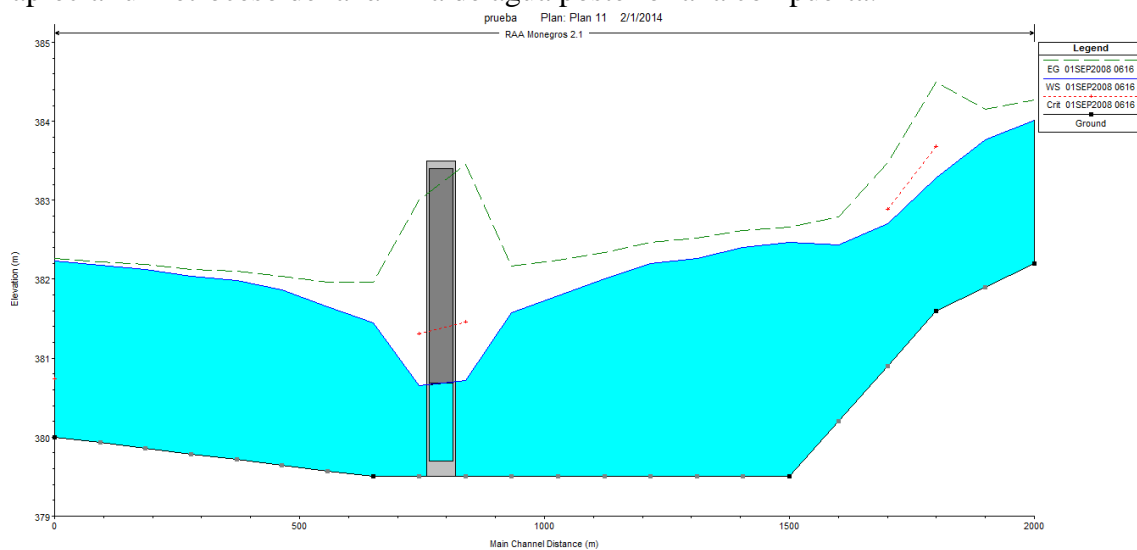


Figura nº 141. Tramo del acueducto durante la rotura.

La siguiente figura muestra la situación del perfil longitudinal una vez ha terminado de abrirse la compuerta que simula la brecha, antes del cierre de compuertas aguas arriba.

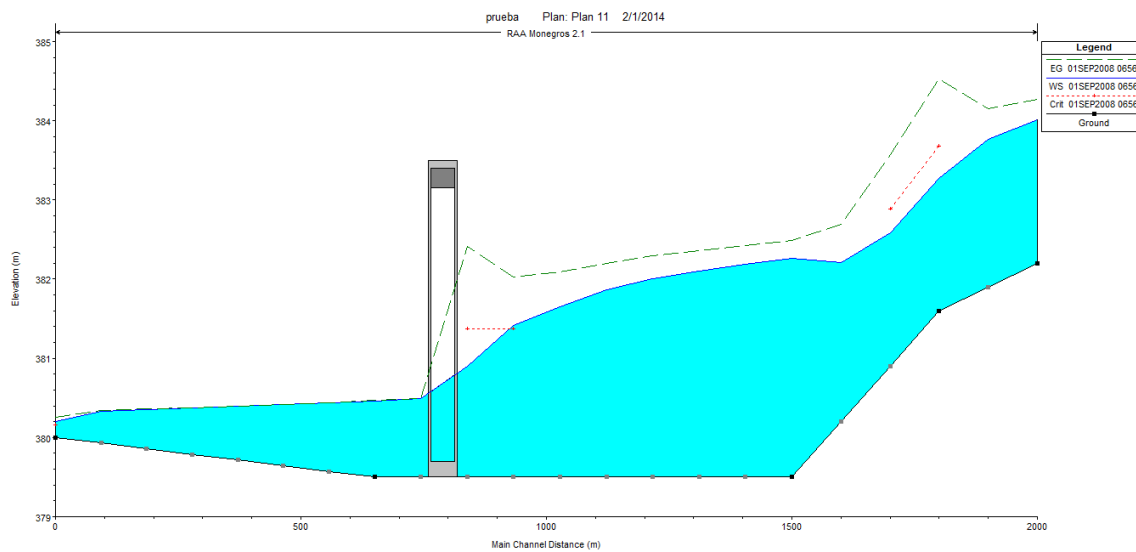


Figura nº 142. Tramo del acueducto al finalizar la rotura.

La siguiente figura muestra la situación del perfil longitudinal del canal una vez se ha cerrado las compuertas aguas arriba.

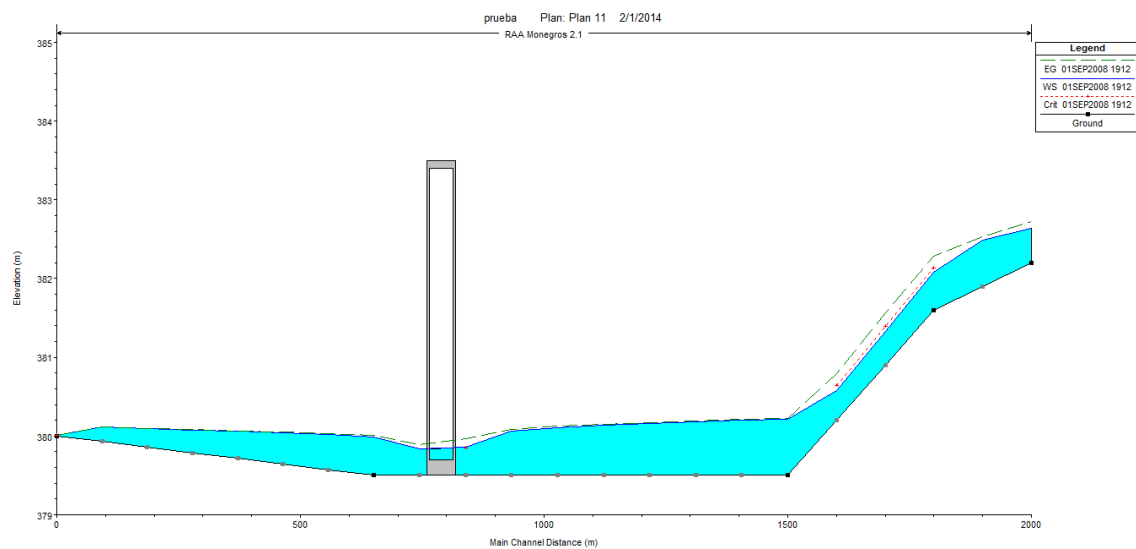


Figura nº 143. Tramo del acueducto al cortar el suministro.

Esta situación se ilustrará mediante una animación (vídeo) obtenida de la salida de datos de HEC-RAS.

El volumen que atraviese la compuerta ficticia supondrá el volumen perdido por la brecha generada. La siguiente tabla muestra los valores de volumen de agua perdido en función del tiempo de reacción:

Tiempo (h)	hm ³
1	0.40529
2	0.50894
3	0.61334
4	0.71775
5	0.82216
6	0.92656
7	1.03097
8	1.135374
9	1.239778
10	1.344182
11	1.448586
12	1.55299

Tabla 11. Volumen de agua perdida según el tiempo de corte.

Estos mismos valores quedan representados en la siguiente gráfica:

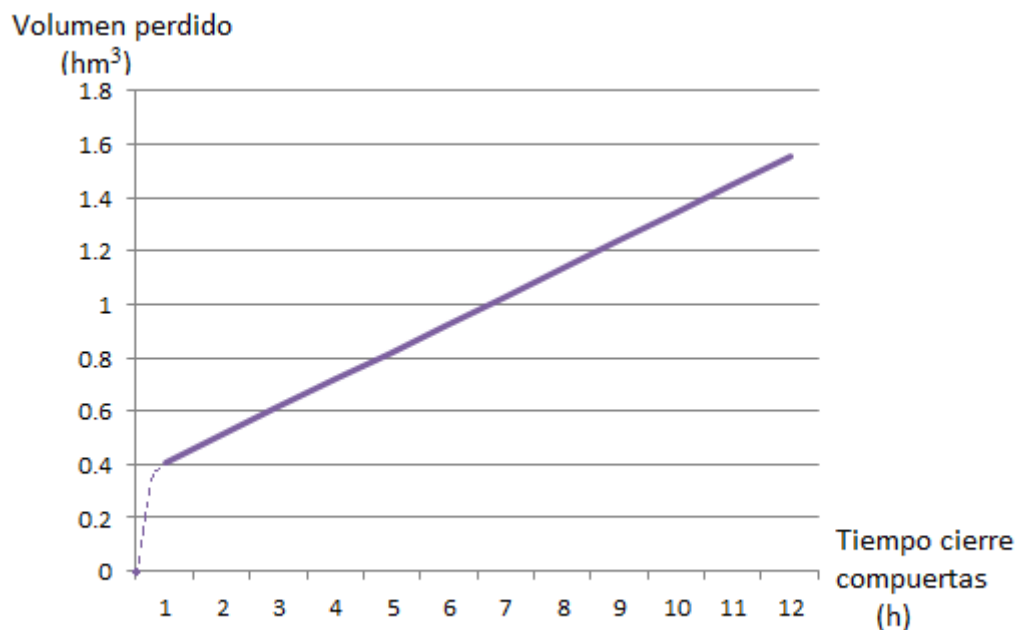


Figura nº 144. Gráfica del volumen perdido según el tiempo de corte.

Se puede observar que se trata de una relación lineal directamente proporcional entre el tiempo de reacción y el volumen perdido. No se han estudiado valores inferiores a 1 hora ya que es improbable que hubiera una reacción más rápida ante un escenario tan excepcional como el que se ha descrito. No obstante la evolución de ese caudal perdido entre el instante de rotura y el instante una hora posterior se ha estimado con una línea discontinua trazada 'a mano'.

4.- Discusión

Es importante mencionar que la geometría y topografía de los canales implementados en HEC-RAS durante este proyecto no ha tenido un nivel de detalle elevado. Por ese motivo la fiabilidad de los resultados es baja. Muchas secciones han sido estimadas o simplificadas, como por ejemplo las secciones en túnel, ya que HEC-RAS no puede funcionar con dicho tipo de secciones.

En el estudio de *capacidad de transporte de los canales*, apartado 3.1.1, se ha estudiado en estado estacionario (en HEC-RAS *Steady Flow*) el caudal máximo que puede transportar cada tramo de los canales estudiados, por separado. Se han determinado así puntos de menor capacidad de transporte o *cuellos de botella*. Cabe mencionar que en un estado estacionario, al ser estudiado todo el sistema en conjunto los resultados podrían variar. No obstante, del modo en que se ha planteado presenta la ventaja de poder determinar más puntos de *cuello de botella*.

Realizando un estudio más exhaustivo de los diferentes canales se podrían obtener resultados más verídicos, que al contrastarlos con las capacidades de transporte de diseño serían determinantes a la hora de decidir qué tramos hace falta reformar, teniendo en cuenta por supuesto el mantenimiento que se les realiza.

En el estudio de la simulación de *retardo y atenuación de un aumento del suministro en servicio* se ha estudiado una situación particular definida en el punto 3.1.2., la cual carece, como el sistema de canales ha sido implementado, de compuertas, vertederos, aliviaderos laterales, y demás estructuras hidráulicas. Esto influye de forma considerable en la fiabilidad de los resultados, y por ese motivo se puede considerar que no son fiables. De nuevo se insiste en que no es éste el objetivo de este proyecto.

Esta aplicación práctica da a entender que las posibles situaciones a estudiar son numerosas, del mismo modo que sus posibles resultados.

No se ha descrito la influencia combinada de ambos aumentos de caudal (en la cabecera del canal de Monegros y del canal del Cinca) en los tramos intermedios y posteriores del Canal de Monegros. Al no observarse una diferencia sustancial en el pico de caudal obtenido en dichos puntos de referencia, no se ha diferenciado entre la el aumento de caudal debido a un origen o al otro. Es obvio que esta influencia existe, ya que en el P.K. 20+200 del canal de Monegros confluye éste con el canal del Cinca en *el abrazo de Tardienta*, y de hecho en el P.K. 20+500 se ha observado un pico de caudal superior al originado en cabecera (40,27 frente a 40 m³/s). No obstante para cuantificar la influencia de cada aumento de caudal por separado habría que desfazar el instante en que se produce el aumento de caudal en la cabecera del canal de Cinca con respecto al del canal de Monegros, o bien estudiar por separado dichos aumentos de caudal.

En el estudio de la simulación de *retardo de un aumento del suministro en función del embalse origen* se ha estudiado tres situaciones definidas en el apartado 3.1.3.

Es estos casos se ha determinado el tiempo que tarda un aumento de caudal en llegar desde cada embalse al final de canal de Monegros.

Los valores obtenidos no pretenden ser verídicos ya que los datos geométricos empleados no son muy detallados, y no se han introducido vertederos y demás estructuras hidráulicas que influirían en los resultados.

5.- Conclusiones

En cuanto al estudio de la capacidad de transporte de los canales, en el apartado 3.1.1, se puede concluir que se ha encontrado *cuellos de botella* considerables en el acueducto de Tardienta (canal de Monegros P.K. 20+500 hasta el P.K.22+500) donde se puede apreciar una disminución notable de hasta 36,5 m³/s, con respecto a los 70 m³/s que tiene ese tramo como capacidad de diseño. Puede deberse a que en el P.K. 21 la cota de solera disminuye de forma muy marcada, casi 2 metros, y luego está casi 1 km sin perder cota. Esto hace que se produzca, como se aprecia en el diagrama que comprende el apartado 3.1.1.1, un tramo en flujo supercrítico, y posteriormente un resalto hidráulico para volver al flujo subcrítico que corresponde a una pendiente media suave.

Algo parecido debe suceder en el tramo III del canal del Cinca ya que se aprecian varios *cuellos de botella* en su recorrido, probablemente debido a los cambios bruscos de cota.

En cuanto al apartado 3.1.2 sobre el retardo y la atenuación de un aumento de suministro no se puede concluir mucho más que para obtener resultados concluyentes es más operativo estudiar tramos aislados, ya que al estudiar toda la red de canales en funcionamiento son muchos los factores que influyen en los resultados, y por tanto el análisis de estos resultados resulta más difícil.

En el apartado 3.1.3, que trata del retardo de un aumento del suministro en función del embalse origen, es similar al apartado 3.1.2, pero en él se estudian casos más concretos.

Se puede concluir de este apartado que con la construcción del embalse de regulación de Almudévar se podrá reducir el tiempo operacional de transporte de agua, con respecto al que se viene dando desde la Sotonera. Del mismo modo se puede apreciar que el tiempo que tarda el agua en llegar desde el embalse de El Grado es mucho mayor.

En el sub apartado 3.1.3.1 se explica de forma teórica, y con algún ejemplo mediante HEC-RAS la influencia que tiene que un canal estudiado esté más o menos lleno para analizar los resultados de retardo y tiempo de viaje del agua. De este apartado se puede deducir que esta influencia es considerable, viendo que el tiempo que tarda en llegar un aumento de caudal es muy inferior cuando un canal está más lleno.

En el apartado 3.2, en el que se estudia una simulación de rotura de un acueducto, se puede concluir que las pérdidas de agua en una situación determinada pueden ser realmente cuantiosas, siendo como es lógico, mayores cuanto más se tardara en reaccionar.

Se puede concluir que las posibilidades de una aplicación práctica mediante HEC-RAS para la cuantificación temporal y volumétrica de los abastecimientos de agua mediante canales son muchas. Pero por supuesto deben realizarse numerosas comprobaciones y ensayos empíricos, con los que ajustar los parámetros que influyen en la bondad o veracidad de los resultados de estas simulaciones hidráulicas.

6.- Agradecimientos

Por la información facilitada, se agradece su colaboración a los empleados de Riegos del Alto Aragón: Yolanda Gimeno, Julio Abad, Santiago y María José. A Eduardo Algora, de la Confederación Hidrográfica del Ebro, en Zaragoza. A Ángel Álvarez y a Fernando Martínez, de la Confederación Hidrográfica del Ebro, en Tardienta.

7.- Bibliografía

- HEC-RAS (2010). Manual de utilización y funcionamiento de HEC-RAS. US Army Corps of Engineers.
- HEC-RAS (2010). Manual de referencia hidráulica de HEC-RAS. US Army Corps of Engineers.
- Bladé, E., Sánchez, M., Sánchez, H.P.; Niñerola, D., Gómez, M. (2009). Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable. Edicions UPC, Barcelona.
- Lecina, S., Isidoro, D., Playán, E., Aragüés, R. (2010). Análisis del regadío IV: ¿qué efectos tendrá la modernización de Riegos del Alto Aragón? Hoja técnica del Grupo de Investigación Riego, Agronomía y Medio Ambiente.
- Uceda Jimeno, J.L. (1982). Nivelación de precisión Presa de Sotonera – Toma Flumen, Final Monegros (Construido) – Estación Poleñino. Riegos del Alto Aragón.
- Sancho Marco, T.A., Barbany Alfonso, A. (2009). Mejora de la regulación interna en Riegos del Alto Aragón. Riegos del Alto Aragón.
- Villena, A. (1961). El canal del Cinca. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo de los tramos I, II y III del Canal del Cinca. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo de los tramos I y II de la Acequia de la Violada. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo de los nuevos 16 primeros kilómetros de la Acequia de la Violada. Año 2000-2001. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo de los tramos I, II y III de la acequia Q. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto de revestimiento del tramo II de la Acequia Q. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo de la acequia de Selgua. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo del canal de Pertusa. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- CHE. Proyecto Constructivo del canal de Terreu. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- Andreu Mir, J.M. (2004). Regulación integral y modernización del canal de Terreu del sistema de Riegos del Alto Aragón. Riegos del Alto Aragón.
- CHE. Proyecto de revestimiento del canal del Flumen. Confederación Hidrográfica del Ebro.
- Guillén Torres, J. (1990). Comunidad General de Riegos del Alto Aragón: Nacimiento, Constitución y Funcionamiento. Asociacionismo Agrario y Desarrollo rural ISBN 84-7753-214-1. Simposio sobre Cooperativismo y Desarrollo Rural, SICODER, Huesca.